

TUGAS AKHIR - RC141501

**PERENCANAAN ABUTMENT DAN TIMBUNAN DI
BELAKANG ABUTMENT SERTA PERBAIKAN TANAH
PADA JEMBATAN KERETA API JALUR GANDA
(DOUBLE TRACK) DI KALI LAMONG
BH 630 (KM 211+600)**

**M. DENIAL FAHMI
NRP 3108 100 114**

**DOSEN KONSULTASI
Prof. Ir. Indrasurya B. M., M.Sc., Ph.D.
Dr. Yudhi Lastiasih, ST, MT**

**JURUSAN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2016**

FINAL PROJECT - RC141501

**PLANNING ABUTMENT AND HEAP BEHIND THE
ABUTMENT AS WELL AS SOIL IMPROVEMENT ON
THE DOUBLE TRACK RAILWAY BRIDGE AT KALI
LAMONG BH 630 (KM 211 + 600)**

**M. DENIAL FAHMI
NRP 3108 100 114**

**ASSISTANT LECTURER
Prof. Ir. Indrasurya B. M., M.Sc., Ph.D.
Dr. Yudhi Lastiasih, ST, MT**

**DEPARTMENT CIVIL ENGINEERING
Faculty of Civil Engineering and Planning
Sepuluh November Institut of Technology
Surabaya 2016**

**PERENCANAAN ABUTMENT DAN TIMBUNAN DI
BELAKANG ABUTMENT SERTA PERBAIKAN TANAH
PADA JEMBATAN KERETA API JALUR GANDA (*DOUBLE
TRACK*) DI KALI LAMONG
BH 630 (KM 211+600)**

TUGAS AKHIR

**Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat Memperoleh
Gelara Sarjana Teknik Pada Program Studi S-1
Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember**

Oleh:

**M. DENIAL FAHMI
NRP 3108 100 114**

Disetujui oleh:

Dosen Pembimbing I Dosen Pembimbing II

Indrasurya

**Prof. Ir. Indrasurya B. M.,
M.Sc., Ph.D.**



Yudhi Lastiasih

Yudhi Lastiasih, ST, MT

Surabaya, Juli 2016

**PERENCANAAN ABUTMENT DAN TIMBUNAN DI
BELAKANG ABUTMENT SERTA PERBAIKAN
TANAH PADA JEMBATAN KERETA API JALUR
GANDA (*DOUBLE TRACK*) DI KALI LAMONG BH
630(KM 211+600)**

Nama Mahasiswa : M. Denial Fahmi
NRP : 3108 100 114
Jurusan : Teknik Sipil FTSP-ITS
Dosen Pembimbing I : Prof. Ir. Indrasurya B. M.,
M.Sc., Ph.D.
Dosen Pembimbing II : Dr. Yudhi Lastiasih, ST, MT

ABSTRAK

Deputi Sarana dan Prasarana Kementerian Perencanaan Pembangunan Nasional (PPN/Bappenas) menilai, jalur kereta api single track saat ini sudah padat dan tidak aman. Salah satu cara PT KAI dalam mengatasi masalah tersebut sekaligus mengembangkan jaringan perkereta apian di Pulau Jawa adalah dengan membangun rel ganda. Untuk di Jawa Timur jalur kereta api double track masih dalam proses pembangunan dengan rute Surabaya (St. Pasar Turi) sampai dengan Bojonegoro (St. Bojonegoro). Oleh karena jalur rel kereta api tersebut terkadang melintasi sungai dan jurang maka dibutuhkan adanya jembatan yang berfungsi untuk melintasi sungai dan jurang tersebut.

Abutment merupakan salah satu bagian penting dalam sebuah konstruksi jembatan. Untuk itu dalam tugas akhir ini akan dibahas mengenai abutment jembatan. Abutment yang dijadikan bahan studi dalam Tugas Akhir ini adalah abutment pada jembatan kereta api Kali Lamong (BH 630 , km 211 + 600).

Yang akan dibahas dalam tugas Akhir ini adalah merencanakan konstruksi timbunan yang ditambah dengan perkuatan pada timbunannya dan juga perencanaan abutmen jembatan.

Dalam pengerjaan Tugas Akhir ini digunakan Prefabricated Vertical Drain (PVD) agar waktu settlement bisa lebih singkat untuk mencapai derajat konsolidasi yang ditetapkan. Dan juga geotextile sebagai alternatif perkuatan tanah timbunan, untuk menjaga agar daya dukung pada timbunan meningkat dan lebih stabil.

Di samping timbunan didesain juga abutmen setinggi 3,2 m dan lebar 6,5 m. Abutmen diperkuat juga dengan pondasi dalam atau disebut juga dengan tiang pancang.

Kata kunci : *double track, Kali Lamong, timbunan, PVD, geotextile, abutmen, tiang pancang.*

**PLANNING ABUTMENT AND HEAP BEHIND THE
ABUTMENT AS WELL AS SOIL IMPROVEMENT ON
THE DOUBLE TRACK RAILWAY BRIDGE AT KALI
LAMONG BH 630 (KM 211 + 600)**

Name	: M. Denial Fahmi
NRP	: 3108 100 114
Department	: Teknik Sipil FTSP-ITS
Assistant Lecturer I	: Prof. Ir. Indrasurya B. M., M.Sc., Ph.D.
Assistant Lecturer II	: Dr. Yudhi Lastiasih, ST, MT

ABSTRAK

Deputi Sarana dan Prasarana Kementerian Perencanaan Pembangunan Nasional (PPN/Bappenas) rate, single track railway line is now crowded and unsafe. One way of PT KAI to overcome these problems and develop railway networks in Java is to build double tracks. For East Java double track railway line is still under construction route Surabaya (St. Pasar Turi) until Bojonegoro (St. Bojonegoro). Therefore, the railway line crosses the river and gorge sometimes it takes the bridge that serves to cross the river and the gorge.

Abutment is one important part of a bridge construction. For the final project will be discussed on the bridge abutment. Abutments are used as study material in this final project is a railroad bridge abutment on time Lamong (BH 630, km 211 + 600).

Which will be discussed in this final task is to plan the construction backlog coupled with the strengthening of the timbunannya and plotting of the bridge abutments.

In this Final workmanship used Prefabricated Vertical Drain (PVD) so that settlement can be a shorter time to achieve

the specified degree of consolidation. And also as an alternative geotextile soil reinforcement embankment, to keep the bearing capacity increased and more stable heap.

In addition to the pile abutment is designed also as high as 3.2 m and a width of 6.5 m. Abutments reinforced also by the deep foundation also called piles.

Keywords: *double track, Kali Lamong, heap, PVD, geotextile, abutment, piles.*

DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL	
ABSTRAK.....	iii
KATA PENGANTAR	vii
DAFTAR ISI.....	viii
 BAB I PENDAHULUAN.....	 1
1.1 Latar Belakang.....	1
1.2 Rumusan Masalah.....	3
1.3 Tujuan Tugas Akhir	4
1.4 Batasan Masalah	4
1.5 Manfaat	4
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	5
2.1 Tanah Lempung	5
2.2 Besar Pemampatan / Konsolidasi.....	6
2.3 Lama Waktu Konsolidasi	8
2.4 Metode Perbaikan Tanah	9
2.5 Timbunan di Belakang Abutment	10
2.6 Desain Abutmen	11
2.10.1 Pembebanan	11
2.7 Daya Dukung Tanah	17
2.8 Pondasi Dalam	21
2.9 Beban Dinamis.....	23
BAB III METODOLOGI.....	25
3.1 Diagram Alir	25
3.2 Studi Literatur	26
3.3 Pengumpulan dan Analisa Data Lapangan	26
3.4 Perhitungan Beban Struktur Atas.....	27
3.5 Perencanaan Timbunan.....	27
3.6 Perencanaan Abutment	28
3.7 Perencanaan Desain Pondasi.....	30
3.8 Proteksi Dari Pengaruh Jembatan Baru Terhadap Jembatan Lama	 30

BAB IV ANALISA DATA TANAH.....	31
4.1 Data Tanah Dasar.....	31
4.2 Daya Dukung Tanah	33
BAB V PERENCANAAN TIMBUNAN di BELAKANG	
ABUTMENT	39
5.1 Perencanaan Timbunan.....	39
5.2 Kondisi Lapisan Tanah	41
5.3 Perencanaan Tinggi Timbunan Awal ($H_{initial}$)	43
5.4 Daya Dukung Tanah Dasar.....	47
5.5 Perencanaan Perbaikan Tanah dengan Sistem Surcharge dan PVD.....	47
5.5.1 Perencanaan Pelaksanaan Timbunan	47
5.5.2 Alasan diperlukannya PVD.....	47
5.5.3 Perhitungan Waktu Konsolidasi Natural Tanah Dasar Tanpa PVD	48
5.6 Hasil Perencanaan Menggunakan PVD	49
5.6.1 Data PVD.....	49
5.6.2 Pola Pemasangan PVD	50
5.6.3 Perhitungan PVD	50
5.6.4 Jadwal Pentahapan Penimbunan.....	55
5.6.5 Total Waktu yang Diperlukan Untuk Menghilangkan Settlement Akibat Beban Timbunan	55
BAB VI PERENCANAAN ABUTMEN DAN TIANG	
PANCANG.....	57
6.1 Perencanaan Abutment	57
6.2 Data Perencanaan.....	57
6.3 Pembebanan	57
6.4 Kontrol Stabilitas	68
6.5 Perencanaan Tiang Pancang	71
6.6 Penentuan Tiang Pancang Yang Digunakan.....	79
6.7 Perhitungan Penulangan Abutment.....	79

BAB VII KESIMPULAN	85
DAFTAR PUSTAKA	87

(Halaman ini sengaja dikosongkan)

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1 Korelasi antara angka SPT dengan kekerasan lapisan tanah lempung	7
Tabel 4.1 Hasil Perhitungan Data Tanah (BH-1)	32
Tabel 4.2 <i>Base and shaft coefficients</i> untuk beberapa karakteristik tanah & tipe pondasi	34
Tabel 4.3 Daya Dukung Pondasi Tiang Pancang BH-1	35
Tabel 4.4 Data hasil bore log BH-630 titik 1	37
Tabel 5.1 Parameter Tanah Dasar	42
Tabel 5.2 SPT Cohesionless (J.E.Bowles, 1984.)	42
Tabel 5.3 : Rekap perhitungan hasil H_{awal} , H_{akhir} dan Sc	44
Tabel 5.4 Pemberian Timbunan yang Harus Diberikan pada Masing-masing H Rencana pada timbunan jalan.....	48
Tabel 5.5. Jadwal Pentahapan Penimbunan	55
Tabel 6.1. Perhitungan Beban Sendiri Abutmen.....	59
Tabel 6.2 Perhitungan Tekanan Tanah.....	60
Tabel 6.3 Perhitungan Beban Gempa Arah Memanjang.....	65
Tabel 6.4 Perhitungan Beban Gempa Arah Melintang	66
Tabel 6.5 Kombinasi Pembebanan Bangunan Bawah Jembatan.....	68
Tabel 6.6 Hasil Perhitungan Kombinasi Pembebanan Abutment A-1	69
Tabel 6.7 Data hasil bore log BH-630 titik 1	71
Tabel 6.8 Daya Dukung Pondasi Tiang Pancang BH-1	72
Tabel 6.9 Hasil Perhitungan Kombinasi Tiang Pancang D50, D60 pada Abutment A-1	74
Tabel 6.10 Hasil Perhitungan P_{max} Tiang Pancang Pada Abutment A-1, D50 dan D60	75
Tabel 6.11 Hasil Perhitungan Kedalaman Tiang Pancang Rencana untuk Abutment A-1	77
Tabel 6.12 Hasil Perhitungan Kontrol Tiang Pancang Rencana pada Abutment A-1	78
Tabel 6.13 Harga Masing-Masing Tiang Pancang yang Dipakai.....	79
Tabel 6.14 Berat sendiri	79
Tabel 6.15 Beban gempa	80
Tabel 6.16 Rekap Beban Ultimate.....	81

(Halaman ini sengaja dikosongkan)

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1 Lokasi jembatan <i>double track</i> Kali Lamong (BH630)	2
Gambar 1.2 Tampak samping jembatan rel kereta api <i>double track</i> , jembatan lama (atas) dan jembatan baru (bawah).....	3
Gambar 1.3 Tampak atas jembatan rel kereta api <i>double track</i> , jembatan lama (atas) dan jembatan baru (bawah).....	3
Gambar 2.1 Ilustrasi beban yang bekerja pada abutment.	11
Gambar 2.2 Contoh perletakan pada abutment jembatan.....	12
Gambar 2.3 Ilustrasi beban berjalan pada perletakan dan abutment.	12
Gambar 2.4 Tekanan pada tanah akan menyebabkan keruntuhan dan menimbulkan tekanan aktif dan pasif sehingga tanah menggeser ke samping.....	18
Gambar 3.1 Diagram alir pengerjaan tugas akhir.....	25
Gambar 4.1 Lokasi jembatan <i>double track</i> Kali Lamong (BH630)	31
Gambar 4.2 Denah Bor Dalam (BH-1)	32
Gambar 5.1 <i>Vertikal Drain</i>	41
Gambar 5.2 Grafik hubungan antara H_{awal} dan H_{final}	45
Gambar 5.3 Grafik hubungan antara SC dan H_{final}	46
Gambar 5.4 PVD.....	49
Gambar 5.5 pola pemasangan PVD persegi.....	50
Gambar 5.6 pola pemasangan PVD segitiga	50
Gambar 5.7 Grafik pola pemasangan PVD Segi empat	53
Gambar 5.8 Grafik pola pemasangan PVD Segi tiga	54
Gambar 6.1 Desain (A) Abutment dan Tanah, (B) Abutment dan Wingwall	58
Gambar 6.2 Diagram Tegangan Akibat Tekanan Tanah di Belakang Abutment	60

(Halaman ini sengaja dikosongkan)

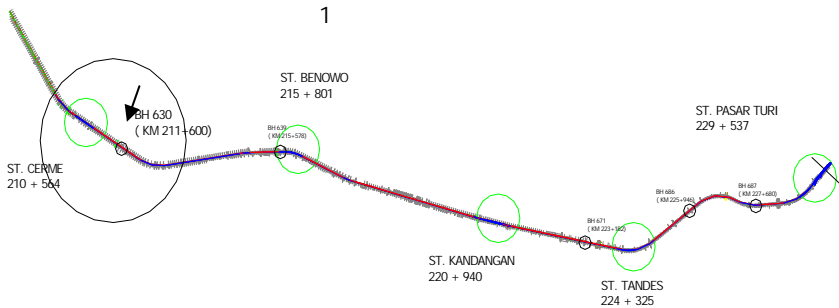
BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Perseroan Terbatas Kereta Api Indonesia berupaya membangun rel ganda (*double track*) di seluruh jalur kereta api di Indonesia. Deputi Sarana dan Prasarana Kementerian Perencanaan Pembangunan Nasional (PPN/Bappenas) menilai, jalur kereta api *single track* saat ini sudah padat dan tidak aman. Dikarenakan kondisi lapangan yang tidak selalu sama untuk ketinggian elevasinya seperti melintasi sungai, jurang, dan sebagainya, maka diperlukan adanya jembatan sebagai sarana penghubung. Untuk jembatan semula hanya berfungsi untuk jalur kereta api *single track* dan kemudian diubah menjadi jalur kereta api *double track*, maka diperlukan adanya modifikasi pada jembatan.

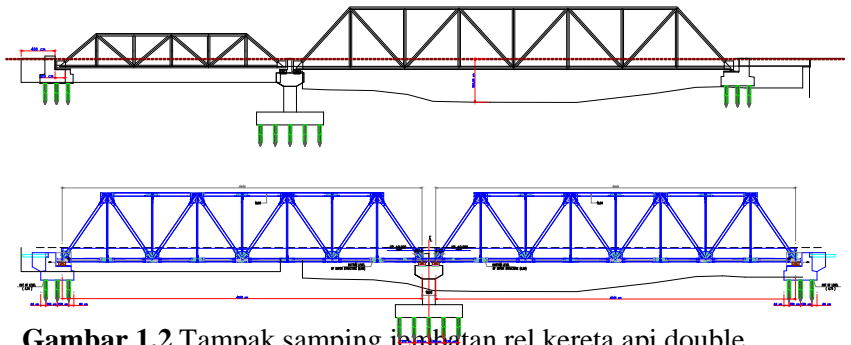
Jembatan yang dibahas dalam tugas akhir ini terletak di Kali Lamong pada titik bore hole BH-630, merupakan jembatan kerangka batang. Denah jembatan dapat dilihat pada **Gambar 1.1**. Perencanaan yaitu melakukan modifikasi jembatan yang semula hanya berfungsi untuk jalur kereta api *single track* dan kemudian berfungsi untuk jalur kereta api *double track*. Untuk menyangga struktur jembatan rangka batang ini digunakan abutment dan pilar di bawahnya.



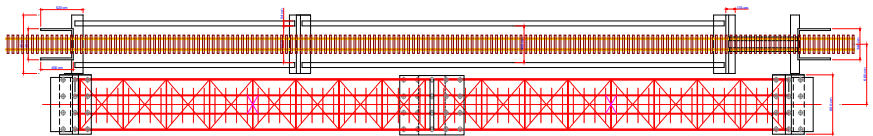
Gambar 1.1 Lokasi jembatan *double track* Kali Lamong (BH630)

Modifikasi pada jembatan rel kereta api *double track* ini dilakukan dengan cara pembangunan jembatan baru tepat di samping jembatan rel kereta api lama. Pembangunan jembatan rel kereta api baru tersebut diupayakan tidak mengganggu proses perjalanan kereta api pada jembatan sebelumnya, dikarenakan jarak antar as jembatan baru dan jembatan lama hanya berjarak 6.6m.

Dalam pekerjaan tugas akhir ini akan dibahas bagaimana perencanaan dan analisa abutment pada jembatan kereta api *double track* di Kali Lamong. Perencanaan ini harus dibuat sedemikian rupa sehingga abutment jembatan stabil dan mampu menopang jembatan rel kereta api tersebut.



Gambar 1.2 Tampak samping jembatan rel kereta api double track, jembatan lama (atas) dan jembatan baru (bawah).



Gambar 1.3 Tampak atas jembatan rel kereta api *double track*, jembatan lama (atas) dan jembatan baru (bawah).

1.2 Rumusan Masalah

Dari uraian yang dituliskan diatas, masalah perencanaan yang perlu diselesaikan adalah:

Bagaimana merencanakan abutmen jembatan agar stabil dan tidak longsor. Sedang rincian masalah yang akan dibahas dalam Tugas Akhir adalah sebagai berikut :

1. Bagaimana kondisi tanah dasar dan daya dukungnya?
2. Bagaimana merencanakan kestabilan timbunan di belakang abutment arah memanjang dan melintang?

3. Bagaimana merencanakan abutmen jembatan untuk menahan beban struktur di atasnya agar stabil?

1.3 Tujuan Tugas Akhir

Tujuan dari Tugas Akhir ini adalah merencanakan abutment jembatan dan timbunan di belakang abutmen yang stabil dan tidak longsor, serta sistem pengamanan jembatan lama agar tidak terpengaruh saat pelaksanaan konstruksi jembatan baru.

1.4 Batasan Masalah

Beberapa batasan masalah yang didefinisikan pada Tugas Akhir ini adalah :

1. Hanya membahas abutmen satu sisi (BH1) dan timbunan di belakang abutmen.
2. Tidak membahas perhitungan *upperstructure* jembatan.
3. Data yang digunakan adalah data sekunder yang berasal dari konsultan perencana jembatan *double track* Kali Lamong, serta data sekunder lainnya yang berasal dari Laboratorium Mekanika Tanah, Jurusan Teknik Sipil, ITS.
4. Tidak menghitung Rencana Anggaran Biaya untuk pelaksanaan struktur abutmen dan jembatan.
5. Tidak membahas pilar dan scouring pada jembatan.

1.5 Manfaat

Hasil perencanaan abutmen dan timbunan di belakang abutmen pada jembatan Kali Lamong ini akan berguna sebagai referensi dalam pembangunan jembatan – jembatan di sepanjang jalur rel kereta api ganda (*double track*) yang memiliki kemiripan dengan jembatan rel kereta api ganda (*double track*) Kali Lamong.

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Tanah Lempung

Berdasarkan ukuran butiran, tanah diklasifikasikan menjadi empat jenis yaitu kerikil, pasir, lanau dan lempung. Kerikil merupakan tanah dengan ukuran butiran $>2\text{mm}$, pasir memiliki ukuran butiran $0,006\text{--}2\text{mm}$, lanau memiliki ukuran butiran $0,002\text{--}0,006\text{mm}$. dan lempung merupakan jenis tanah dengan ukuran butiran $<0,002\text{mm}$.

Tanah lempung merupakan tanah kohesif yang memiliki:

- Nilai kadar air berkisar antara 30% – 50 % pada kondisi jenuh air.
- Angka pori berkisar antara 0,9 sampai dengan 1,4 (Braja M.Das, 1985).
- Berat volume berkisar antara $0,9 \text{ t/m}^3$ sampai dengan $1,25 \text{ t/m}^3$ (Braja M.Das, 1985).
- Spesific Gravity rata – rata berkisar antara 2,70 sampai dengan 2,90.

Nilai kekuatan geser tanah lempung lembek juga ditentukan dari ikatan butiran antar partikel tanah. Seperti yang sudah diketahui bahwa tanah lempung lembek juga merupakan tanah lunak yang mempunyai kadar air yang bervariasi. Apabila tanah lempung lembek diberi beban diatasnya, maka secara langsung akan terjadi pemampatan karena terdapat rongga antar partikel tanahnya. Proses pemampatan pada tanah lempung lembek berlangsung lebih lama dibandingkan dengan tanah non lempung (pasir dan kerikil).

Tabel 2.1 Korelasi antara angka SPT dengan kekerasan lapisan tanah lempung

Cohesionless soil					
N (blows)	0 – 3	4 – 10	11 – 30	31 – 50	> 50
γ (KN/m ³)	-	12 – 16	14 – 18	16 – 20	18 – 23
ϕ (°)	-	25 – 32	28 – 36	30 – 40	> 35
State	Very loose	Loose	Medium	Dense	Very dense
Dr (%)	0 – 15	15 – 35	35 – 65	65 – 85	85 – 100
Cohesive soil					
N (blows)	< 4	4 – 6	6 – 15	16 – 25	> 25
γ (KN/m ³)	14 – 18	16 – 18	16 – 18	16 – 20	> 20
q_u (kPa)	< 25	20 – 50	30 – 60	40 – 200	> 100
Consistency	Very soft	Soft	Medium	Stiff	Hard

2.2 Besar Pemampatan Konsolidasi

Pada tanah lempung parameter yang dibutuhkan untuk memprakirakan besar pemampatan adalah indeks compressi (C_c), indeks mengembang (C_s), dan tegangan prakonsolidasi (p'_c). Nilai C_c , C_s , dan p'_c didapatkan dari hasil tes konsolidasi di laboratorium. Adapun teori Terzaghi (1925) untuk perhitungan pemampatan pada tanah lempung adalah:

1. Untuk tanah terkonsolidasi normal (NC Soil)

$$S_{ci} = \left[\frac{C_c}{1 + e_o} \log \frac{p'_o + \Delta p}{p'_o} \right] \times H_i$$

2. Untuk tanah terkonsolidasi lebih (OC Soil)

Jika $p'_o + \Delta p > p'_c$ maka :

$$S_{ci} = \left[\frac{C_s}{1 + e_o} \log \frac{p'_c}{p'_o} + \frac{C_c}{1 + e_o} \log \frac{p'_o + \Delta p}{p'_c} \right] \times H_i$$

Jika $p'_o + \Delta p < p'_c$ maka :

$$S_{ci} = \left[\frac{Cs}{1 + e_0} \log \frac{p'_o + \Delta p}{p'_o} \right] \times H_i$$

Dimana :

- Sci : pemampatan konsolidasi pada lapisan tanah ke-i yang ditinjau.
- Hi : tebal lapisan tanah ke-i
- e_o : angka pori awal dari lapisan tanah ke-i
- Cc : indeks kompresi dari lapisan ke-i
- Cs : indeks mengembang dari lapisan ke-i
- P_o' : Tegangan Overburden efektif
- P_c' : Tegangan prakonsolidasi efektif
- Catatan : Di Indonesia sebagian besar tanah lunak mengalami overconsolidated akibat fluktuasi muka air tanah, sehingga besar P_c' adalah :
 $P_c' = P_o' + (\gamma_{\text{timbunan}} - \gamma'_{\text{timbunan}})$
- p : penambahan beban vertikal pada lapisan yang ditinjau akibat beban timbunan dihitung dengan persamaan:
- p : I x q

2.3 Lama Waktu Konsolidasi

Menurut Terzaghi dalam Das (1985), lama waktu konsolidasi (t) adalah sebagai berikut :

$$t = \frac{T_v (H_{dr})^2}{C_v}$$

Untuk menentukan derajat konsolidasi akibat aliran air pori secara vertikal, digunakan persamaan berikut:

Untuk U_v antara 0 s/d 60%

$$U_v = \left(2 \sqrt{\frac{T_v}{\pi}} \right) \times 100\%$$

Untuk $U_v > 60\%$

$$U_v = (100 - 10^a) \%$$

dimana:

$$T_v = \frac{t \cdot C_v}{H_{dr}^2}$$

$$a = \frac{1.781 - T_v}{0.933}$$

$$= 3.14$$

Dimana :

- T_v =faktor waktu, tergantung dari derajat konsolidasi U
 H_{dr} =tebal lapisan yang memampat
 C_v =koefisien konsolidasi untuk aliran air pori arah vertikal
 T =waktu sembarang yang dipilih

2.4 Metode Perbaikan Tanah

Metode perbaikan tanah sangat bervariasi. Yang perlu diperhatikan dalam pemilihan metode perbaikan tanah adalah jenis tanah yang akan diperbaiki. Hal tersebut dikarenakan tidak semua metode perbaikan tanah cocok dengan kondisi tanah tertentu. Untuk lebih jelasnya, pada **Tabel 2.1** telah disediakan pemilihan metode perbaikan tanah yang cocok untuk suatu jenis tanah (D. Queyroi, D. Chapot, G.Pilot, 1985).

Terdapat beberapa metode yang dapat digunakan pada tanah *compressible* (tanah organik dan lempung lembek) yaitu vertical drain, stone/sand column, cement column, geosintetics , dynamic consolidation. Masing masing metode perbaikan tanah pada tanah lunak tersebut akan dijelaskan sebagai berikut:

- *Vertical drain* : merupakan salah satu material yang digunakan dalam stabilitas tanah. *Vertical drain* diaplikasikan pada lahan dengan kondisi tanah jenuh air yang dapat terkompresi seperti lempung dan lempung kelanauan. Jenis tanah tersebut memiliki karakter butiran yang renggang satu sama lain dan jenuh air.
- *Stone column* : *Stone Column* (kolom batu) merupakan salah satu metoda perbaikan tanah yang digunakan untuk tanah lunak kohesif ataupun nonkohesif lepas. Penerapan

Stone Column pada perlapisan berpotensi likuifaksi dapat meningkatkan respon ketahanan terhadap likuifaksi selain berfungsi sebagai drainase (Cematusan) dalam meredam peningkatan tekanan pori yang dapat menyebabkan fenomena likuifaksi.

- *Dynamic consolidation* : yaitu dengan cara menaruh beban yang berat kelapisan tanah yang akan dipampatkan dengan tujuan daya dukung tanah meningkat setelah pemampatan tersebut.
- *Substitution* : yaitu metode perbaikan tanah dengan cara mengganti tanah asli yang jelek dengan tanah baru yang lebih bagus sehingga daya dukung dari tanah tersebut meningkat.
- *Geosynthetics* : secara umum *geosynthetics* dapat diidentifikasi memiliki fungsi fungsi utama yakni separasi atau pemisah, filter, *drainase*, perkuatan, penampungan cairan dan gas juga sebagai kontrol erosi. Di lapangan fungsi dari *geosynthetics* ini dapat sekaligus berfungsi dua atau bahkan lebih dari fungsi fungsi yang telah di sebutkan tersebut.

2.5 Timbunan Di Belakang Abutment

Timbunan pendekat jembatan yaitu segmen yang menghubungkan konstruksi dengan kepala jembatan (abutment). Dengan kata lain, timbunan di belakang abutment merupakan segmen sepanjang jalan yang dibatasi oleh lebar, dan tinggi tertentu berdasarkan gambar rencana.

Dalam penentuan tebal timbunan nilai CBR dapat dikorelasikan terhadap daya dukung tanah (DDT). Timbunan jalan pendekat harus dipadatkan lapis demi lapis

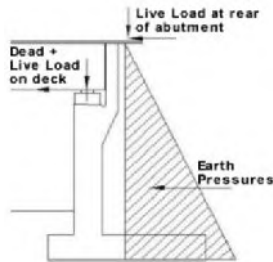
sesuai dengan ketentuan kepadatan lapisan (SNI 03-2832-1992 dan SNI 03-1738-1989).

Timbunan jalan pendekat harus direncanakan sedemikian rupa, sehingga mendukung terhadap kekuatan dan kestabilan konstruksi kepala jembatan (abutment).

2.6 Desain Abutment

2.6.1 Pembebanan

Beban dari struktur atas jembatan diteruskan kepada abutment melalui perletakan. Beban vertikal maksimum pada perletakan didapatkan dari analisa perhitungan struktur atas jembatan. Dari perhitungan pembebanan tersebut dapat ditentukan jenis pondasi apakah yang cocok untuk abutment dan juga tipe perletakan yang akan digunakan.



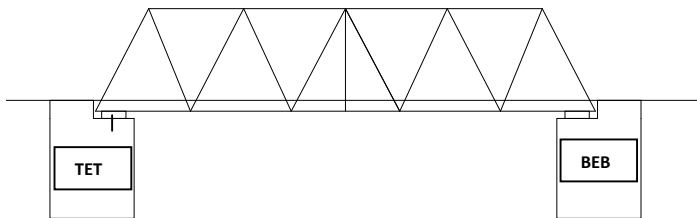
Gambar 2.1 Ilustrasi beban yang bekerja pada abutment.

Beban horizontal pada abutment diakibatkan oleh beban angin, efek temperatur, rangkai (*creep*), beban pengereman, dan pemasangan tembok pelindung jembatan (*parapet*). Gaya longitudinal yang dihasilkan oleh deformasi tersebut harus sesuai dengan kekakuan geser dari perletakan dan besarnya gerakan yang terjadi.

Pada sisi lain, geser yang terjadi pada perletakan akan menghasilkan beban longitudinal yang sebanding dengan

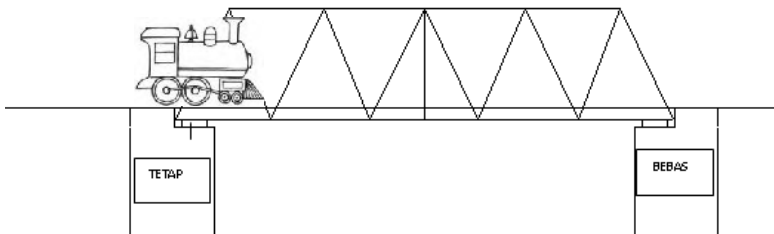
reaksi beban mati dan koefisien friksi antara geser permukaan. Koefisien friksi (μ) nilainya bervariasi antara 0.01 sampai dengan 0.08 tergantung tipe perletakan dan kuat tekan perletakan. (Childs, 1993).

Gaya longitudinal dari efek temperatur akan berpengaruh sama baik pada perletakan bebas dan jepit.



Gambar 2.2 Contoh perletakan pada abutment jembatan

Beban longitudinal yang disebabkan traksi, pengereman dan gelincir diasumsikan hanya berpengaruh pada abutment yang menggunakan perletakan jepit.



Gambar 2.3 Ilustrasi beban berjalan pada perletakan dan abutment.

Jenis beban yang akan diperhitungkan dalam pembebanan antara lain:

a. Beban Mati

Beban mati adalah semua muatan yang berasal dari berat sendiri jembatan atau bagian jembatan yang ditinjau, termasuk segala unsur tambahan tetap yang dianggap merupakan satu satuan dengan jembatan (Sumantri, 1989:63). Dalam menentukan besarnya muatan mati harus dipergunakan nilai berat volume untuk bahan-bahan bangunan.

b. Beban Hidup

Pembebanan hidup pada jembatan kereta api bisa dua sampai empat kali lipat lebih besar daripada jembatan lalu lintas. Hal ini mengakibatkan perlunya perhatian terhadap kontrol batas lelah (*fatigue*) dan durabilitas struktur. (W. Podolny, 1982).

Beban hidup adalah berat kereta terberat yang bisa datang pada jembatan. Dalam gelagar sebelumnya jembatan beban hidup diambil setara dengan beban seragam 1 ton berjalan untuk setiap baris dari jalan. Pada waktu lokomotif kereta api dari 4 ft 8 &FRAC12; masuk pengukur berat paling banyak 35 sampai 45 ton,

Beban tidak melebihi 1 ton berjalan. Kereta dari wagon tidak berbobot lebih dari tiga perempat dari satu ton berjalan ketika sebagian penuh muatan. Bobot mesin dan wagon sekarang lebih besar, dan di samping itu diakui bahwa konsentrasi pembebanan pada as roda menimbulkan tindakan mengejan yang lebih besar, terutama di jembatan bentang pendek.

c. Beban Angin

Tahap awal adalah menentukan kecepatan angin rencana V_w (BMS 2.9 Tabel 2.10 hal 2-44). Diasumsikan

beban angin lateral bekerja pada seluruh bangunan atas secara merata.

Gaya nominal *ultimate* (BMS 2.4.6 hal 2-43) :

$$T_{EW1} = 0,0006 \cdot C_w \cdot V_w^2 \cdot A_b$$

Dimana : C_w = koefisien seret

V_w = kecepatan angin

A_b = luas jembatan yang terkena angin

d. Beban Gesekan dan Gaya vertikal

Gaya Vertikal

Gaya ini adalah beban yang paling dominan dalam struktur jalan rel. Gaya vertikal menyebabkan terjadinya defleksi vertikal yang merupakan indikator terbaik untuk penentuan kualitas, kekuatan dan umur jalan rel. Secara global, besarnya gaya vertikal dipengaruhi oleh pembebanan oleh lokomotif, kereta maupun gerbong.

a. Gaya Lokomotif (*locomotive*),

Jenis lokomotif akan menentukan jumlah bogie dan gandar yang akan mempengaruhi berat beban gandar di atas rel yang dihasilkannya.

b. Gaya Kereta,

Karakteristik beban kereta dipengaruhi oleh jumlah bogie dan gandar yang digunakan. Selain itu, faktor kenyamanan penumpang dan kecepatan (faktor dinamis) mempengaruhi beban yang dihasilkan.

c. Gaya Gerbong (*wagon*),

Prinsip pembebanan pada gerbong adalah sama dengan lokomotif dan kereta. Meskipun demikian, kapasitas muatan gerbong sebagai angkutan barang perlu diperhatikan dalam perencanaan beban.

Perhitungan gaya vertikal yang dihasilkan beban gandar oleh lokomotif, kereta dan gerbong merupakan beban statik, sedangkan pada kenyataannya, beban yang terjadi pada struktur jalan rel merupakan beban dinamis yang dipengaruhi oleh faktor aerodinamik (hambatan udara dan beban angin), kondisi geometrik dan kecepatan pergerakan rangkaian kereta api. Oleh karena itu, diperlukan transformasi gaya statik ke gaya dinamik untuk merencanakan beban yang lebih realistis. Persamaan TALBOT (1918) memberikan transformasi gaya berupa pengkali faktor dinamis.

e. Beban Gesekan

Beban gesekan pada tumpuan bergerak (Beban horizontal Longitudinal pada perletakan) dapat terjadi akibat pemuaian, penyusutan, ataupun gaya gempa.

$$H_L = m (RD + RL)$$

Beban H_L ini bekerja bila gaya aksi yang bekerja lebih besar dari H_L . Bila kurang dari itu, maka yang bekerja gaya reaksi sebesar gaya aksi percepatan gaya gempa bekerja pada titik pusat massa benda sehingga dibedakan gaya gempa pada titik pusat rangka baja dan abutmen.

f. Beban Rem

Reaksi perletakan akibat pengereman (R_m) adalah:

$$R_m = \frac{1}{2} \times Tr$$

Gaya rem (Tr) dapat ditentukan berdasarkan *BMS Gbr.2.9 hal.2-31*.

g. Beban Gempa

Arah Memanjang (Berdasarkan BMS 2.4.7.1 (2.10) hal 2-46)

$$K_p = \frac{3 E I_{mmj}}{L^3}$$

$$T_{mj} = 2 \sqrt{\frac{WTP}{g \cdot K_p}}$$

Dimana:

T = waktu getar arah memanjang (dalam detik)

G = percepatan gravitasi $9,81 \text{ m/s}^2$

WTP = berat total nominal bangunan atas termasuk beban mati + $\frac{1}{2}$ berat pilar

K_p = kekakuan gabungan sebagai gaya horizontal yang diperlukan untuk menimbulkan satu satuan lendutan pada bagian atas.

T_{mmj} } (dari gambar 2.14 hal 2-47 BMS)

h. Arah Melintang (Berdasarkan BMS 2.4.7.1 (2.10) hal 2-46)

$$K_p = \frac{3 E I_{mlt}}{L^3}$$

$$T_{mj} = \frac{2\pi}{\sqrt{g \cdot K_p}} \sqrt{WTP}$$

Dimana:

T = waktu getar arah memanjang (dalam detik)

G = percepatan gravitasi $9,81 \text{ m/s}^2$

WTP = berat total nominal bangunan atas termasuk beban mati + $\frac{1}{2}$ berat pilar

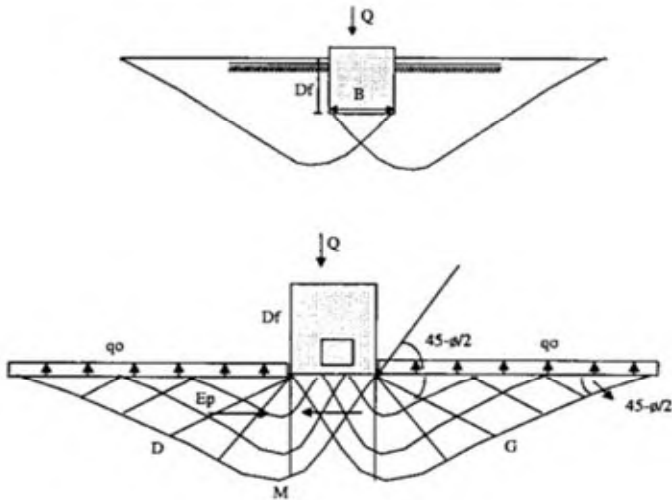
K_p = kekakuan gabungan sebagai gaya horizontal yang diperlukan untuk menimbulkan satu satuan lendutan pada bagian atas.

T_{mmj} } (dari gambar 2.14 hal 2-47 BMS)

2.7 Daya Dukung Tanah

2.7.1 Teori Terzaghi (Mengenai Daya Dukung Tanah)

Dimisalkan pondasi lajur dengan lebar B , yang dalamnya D_f dan memikul beban $Q \text{ kN/m}$ pada tanah dasar bekerja tekanan $s = Q/B \text{ kN/m}^2$. Jika Q atau terlalu besar, pondasi akan turun, jika tercapai ultimit tanah akan runtuh menggeser ke samping.



Gambar 2.4 Tekanan pada tanah akan menyebabkan keruntuhan dan menimbulkan tekanan aktif dan pasif sehingga tanah menggeser ke samping.

Ditulis sebagai 6 buah rumus:

- General Shear

▪ Continuous footing

$$\sigma_{ult} = c.Nc + q.Nq + 0.5 B. \gamma N_{\gamma}$$

▪ Square footing

$$\sigma_{ult} = 1.3 c.Nc + q.Nq + 0.4 B. \gamma N_{\gamma}$$

▪ Round footing

$$\sigma_{ult} = 1.3 c.Nc + q.Nq + 0.3 B. \gamma N_{\gamma}$$

- Local Shear

- Continuous footing

$$\sigma_{ult} = c'.Nc' + q'.Nq' + 0.5 B. \gamma N'_\gamma$$

- Square footing

$$\sigma_{ult} = 1.3 c'.Nc' + q'.Nq' + 0.4 B. \gamma N'_\gamma$$

- Round footing

$$\sigma_{ult} = 1.3 c'.Nc' + q'.Nq' + 0.3 B. \gamma N'_\gamma$$

Rumus di atas disederhanakan menjadi 2 rumus:

General shear:

$$\sigma_{ult} = \alpha c. Nc + q. Nq + \beta B. \gamma N_\gamma$$

Local shear:

$$\sigma_{ult} = \alpha c'. Nc' + q'. Nq' + \beta B. \gamma N'_\gamma$$

Dalam rumus tersebut :

- α dan β adalah factor untuk pondasi dimana

	α	β
Lajur (c)	1.0	0.5
Persegi (s)	1.3	0.4
Bundar (r)	1.3	0.3

- $Nc, Nq, N_\gamma, Nc', Nq', N'_\gamma$ adalah :
 - Koefisien daya dukung tanah
 - Besarnya ditentukan dari tanah di bawah pondasi.

- Disajikan dalam tabel dan grafik
- Lebar pondasi (B)
- Nilai parameter f, c, g yang dipakai dalam rumus, adalah parameter dari tanah yang ada di dasar pondasi.
 - Jika tanah ada di bawah muka air terendam maka digunakan berat volume terendam (γ')
 - Jika kondisi tanah di bawah dasar pondasi itu tidak homogen atau berlapis lapis maka digunakan nilai c , c dan γ rata rata.
- Nilai q = berat tanah per meter yang ada di atas bidang dasar pondasi per meter = beban terbagi rata.
 - Jika tanah homogen $q = Df \gamma$
 - Jika tanah berlapis lapis $q = Df \gamma_1 + Df \gamma_2 + \dots$
 - Untuk bagian tanah di bawah muka air tanah digunakan γ'
- Untuk hitungan berdasar kondisi local shear
 - Nilai kohesi tanah direduksi dipakai $C' = 2/3 C$
 - Digunakan N_c' , N_q' dan N_{γ}' , yang tabelnya diperoleh khusus untuk local shear (nilai N_c' , N_q' dan N_{γ}') seperti nilai N_c , N_q dan N_{γ} dengan nilai direduksi menjadi ϕ' dimana $\tan \phi' = 2/3 \tan \phi$

2.8 Pondasi Dalam

2.8.1 Umum

Dikatakan pondasi dalam apabila perbandingan antara kedalaman pondasi (D) dengan diameternya (B) adalah lebih besar sama dengan 10 ($D/B \geq 10$). Contoh konkret dari pondasi dalam ini adalah pondasi tiang (dipancang ataupun dibor) yang umumnya mempunyai diameter lebih kecil dari 1m. apabila nilai D/B diantara 4 dan 10 maka umumnya disebut pondasi semi dalam misalnya pondasi sumuran, mini pile, dll.

2.8.2 Daya Dukung Pondasi Dalam

Beberapa notasi atau parameter sebagai terminology yang dipakai pada perhitungan daya dukung pondasi dalam. (D.T.U 13.2 france):

$$Q_L = Q_p + Q_s \text{ dan } Q_u = \frac{Q_p}{F} + \frac{Q_s}{F}$$

$$q_p = \gamma D N_c$$

$$Q_L = q_p \cdot A_p$$

Unsur lekatan lateral untuk tanah granular ($C = 0$)

$$Q_s = (K_p \sin \delta) \cdot \gamma \cdot \frac{D_1^2}{2} \cdot p$$

Unsur lekatan lateral untuk tanah granular ($C \neq 0$)

$$Q_s = f m \cdot p \cdot D_1$$

Bila tanahnya kohesif tetapi mempunyai harga sudut geser dalam tanah ($\phi' \neq 0$)

$$f_m = \alpha \cdot \gamma \cdot \frac{D_1}{2} + \beta C$$

$$Q_L = Q_p + Q_s = C_{ub} \cdot A_p \cdot N_c + \alpha \cdot C_u \cdot A_s$$

dalam rumus tersebut :

Q_L = daya dukung batas (limit) atau daya dukung yang didasarkan pada kemampuan batas maximum dari tanah terhadap keruntuhan (failure). Seringkali ditulis dengan Q_u atau Q_{ult}

Q_n = daya dukung nominal yaitu daya dukung batas Q_L setelah diterapkan suatu koefisien keamanan (F).

Q_T = daya dukung intrinsek, yaitu harga Q_u setelah diterapkan angka kemanan (F).

Q_R = daya dukung hancur (failure) yaitu harga yang terkecil antara Q_L (efek grup tiang) dan Q_u

Q_{AD} = daya dukung ijin (admissible), adalah merupakan harga yang terkecil antara Q_n dan Q_T .

Q_r / Q_s = daya dukung perlawanan tanah dan unsure dasar tiang pondasi (ultimate end bearing capacity).

Di dalam memprediksi harga Q_L harga Q_r dan Q_s tidak harus selalu ada. Hal ini tergantung dari sifat atau tujuan pondasi tiangnya serta kondisi lapisan tanah aktual di lapangan.

Apabila memakai type friction pile, maka harga $Q_p=0$, sebaliknya apabila mengandalkan aspek point bearing (langsung menumpu pada tanah keras), maka nilai $Q_s=0$.

2.9 Beban Dinamis

1. Beban yang besarnya (intensitasnya) berubah-ubah menurut waktu, sehingga dapat dikatakan besarnya beban merupakan fungsi waktu.
2. Bekerja hanya untuk rentang waktu tertentu saja, akan tetapi walaupun hanya bekerja sesaat akibat yang ditimbulkan dapat merusakkan struktur bangunan, oleh karena itu beban ini harus diperhitungkan didalam merencanakan struktur bangunan.
3. Beban dinamik dapat menyebabkan timbulnya gaya inersia pada pusat massa yang arahnya berlawanan dengan arah gerakan. Contoh gaya inersia yang paling sederhana adalah tumpukan kotak pada bak belakang truk akan terguling kedepan bila truk direm mendadak, dan akan terguling kebelakang bila truk dengan mendadak dijalankan.
4. Beban dinamis lebih kompleks dari pada beban statis, baik jika ditinjau dari bentuk fungsi bebannya maupun akibat yang ditimbulkan.
5. Karena beban dinamik adalah fungsi dari waktu, maka pengaruhnya terhadap struktur juga akan berubah-ubah menurut waktu. Oleh karena itu penyelesaian persoalan dinamik harus dilakukan secara berulang-ulang mengikuti sejarah pembebanan yang ada. Jika penyelesaian problem statik bersifat tunggal (single solution), maka dalam penyelesaian problem dinamik bersifat penyelesaian berulangulang (multiple solution).
6. Karena beban dinamik menimbulkan repons yang berubah-ubah menurut waktu, maka struktur yang bersangkutan akan ikut bergetar. Pada saat bergetar bahan

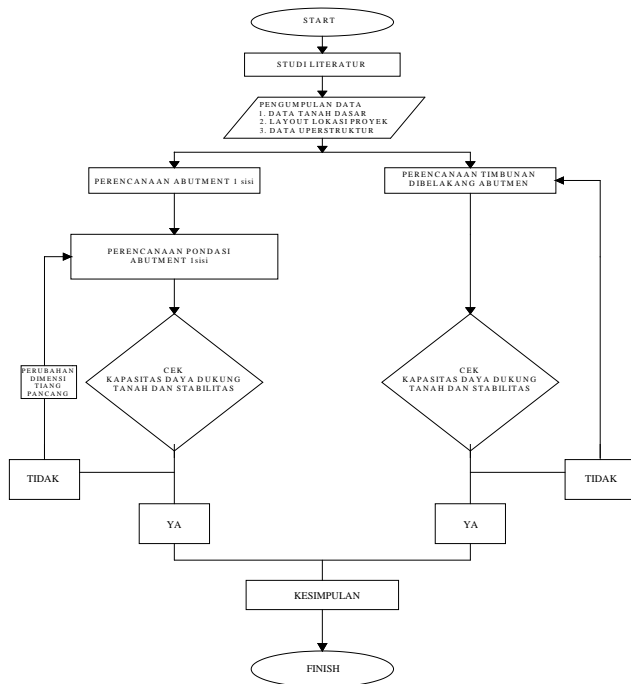
dari struktur akan melakukan resistensi/perlawanan terhadap getaran/gerakan, dan pada umumnya dikatakan bahan yang bersangkutan mempunyai kemampuan untuk meredam getaran. Dengan demikian pada pembebanan dinamik akan terdapat peristiwa redaman yang hal ini tidak terdapat pada pembebanan statik.

BAB III

METODOLOGI

3.1 Diagram Alir

Diagram alir adalah skema urutan langkah-langkah suatu kegiatan dari awal hingga akhir. Setiap diagram alir harus mempunyai titik awal dan titik akhir (start dan finish). Dimana urutan langkah-langkah tersebut merupakan inti dari setiap item pekerjaan yang dituliskan secara singkat.



Gambar 3.1 Diagram alir pengerjaan tugas akhir.

3.2 Studi Literatur

Untuk menunjang pengetahuan tentang desain abutmen dan pilar, maka diperlukan pengumpulan referensi. Adanya referensi akan mempermudah dan membantu dalam penyelesaian tugas akhir ini. Referensi yang di dapat berasal dari dari buku diktat kuliah, serta buku-buku penunjang dan jurnal refrensi lainnya, maka dalam perhitungan dan analisa masalah yang dihadapi, dilakukan studi literatur diantaranya yaitu:

- a. Referensi tentang perencanaan desain abutment dan pilar.
- b. Referensi tentang perencanaan oprit dan tembok penahan gerusan (plengsengan).

3.3 Pengumpulan Dan Analisa Data Lapangan

Beberapa data yang diperlukan dalam proses perhitungan antara lain:

1. Layout Rencana Proyek Jembatan Rel Kereta Api *Double Track* Kali Lamong

Data layout yang digunakan dalam perencanaan abutment serta pilar jembatan rel kereta api *double track* Kali Lamong ini diperoleh dari laboratorium mekanika tanah T. Sipil ITS, Surabaya.

2. Data Tanah Dasar

Data tanah dasar pada jembatan rel kereta api *double track* kali lamong ini diperoleh dari laboratorium mekanika tanah T. Sipil ITS, Surabaya.

3. Data Jembatan lama

Diperlukan data data jembatan lama untuk mengetahui jenis pondasi yang dipakai. Data diperoleh dari PT. KAI bagian Jalan dan Jembatan.

3.4 Perhitungan Beban

Beban yang dihitung pada perencanaan ini meliputi beban dari struktur atas jembatan dan beban-beban lain yang bekerja pada masing-masing abutment dan pilar. Beban-beban tersebut digunakan untuk mendesain dimensi abutment, pilar dan pondasi agar didapatkan dimensi akhir yang efisien.

Reaksi pada perletakan akibat beban mati dan beban hidup yang didapatkan dari hasil analisa SAP 2000 dapat dilihat sebagai berikut :

Beban Mati	:	44.58 Ton
Beban Mati Tambahan	:	4.458 Ton
Beban Hidup	:	222.41 Ton

3.5 Perencanaan Timbunan

Pada perencanaan timbunan ini diperlukan suatu perbaikan tanah pada tanah dasarnya. Hal ini dikarenakan kondisi tanah dasar yang merupakan tanah lunak (*soft soil*). Selain itu, besarnya tinggi timbunan yang kita bebankan juga perlu diperiksa agar tidak lebih besar dari pada H_{critis} timbunan yang dapat dibebankan pada tanah dasarnya.

3.6 Perencanaan Abutment

Untuk menambah faktor keamanan disarankan abutment di urug setinggi elevasi perletakkannya. Hal tersebut akan memberikan akses yang bagus pada konstruksi. Daya dukung yang diijinkan didapatkan dari survey penyelidikan tanah. Besarnya tekanan yang diijinkan bergantung pada dimensi pondasi dan beban yang bekerja pada abutment jembatan. Beberapa penyebab kegagalan gelincir antara lain:

1. Abutment dibangun pada tanah yang rawan longsor.
2. Struktur abutment berdiri di atas tanah lempung yang besar daya dukungnya berbanding lurus dengan kedalamannya.
3. Struktur abutment berdiri pada lapisan yang kuat tetapi di bawah lapisan yang kuat tersebut terdapat lapisan tanah yang lunak atau rapuh.
4. Struktur abutment didirikan pada lapisan yang memiliki tekanan air pori yang tinggi.

Jika tidak satupun dari tanda-tanda di atas ditemukan maka analisa kegagalan gelincir tidak perlu dilakukan. Beberapa analisa untuk control stabilitas abutment antara lain:

a. Kontrol Geser

Kontrol geser dapat dianalisa menggunakan persamaan sebagai berikut:

$$F \leq \frac{f \cdot W}{\sum H} ; F = 1.5$$

Dimana :

f = koefisien gesek antara beton dengan tanah = 0.6

W = Beban vertikal yang bekerja pada dinding ,yaitu berat sendiri abutment ,berat tanah dan beban struktur bangunan atas.

$$W = W_{total} + R_D$$

W_{total} = Berat sendiri abutmen dan berat tanah diatas abutmen.

R_D = Beban struktur bangunan atas yang dipikul oleh abutmen (reaksi di perletakan).

ΣH = Beban Horizontal akibat tekanan tanah dan gaya rem.

$$\Sigma H = E_{a1} + E_{a2} + E_{w1} + E_{w2}.$$

b. Kontrol Penurunan

c. Kontrol Guling

Kontrol guling tidak perlu dilakukan apabila kontrol geser dan kontrol penurunan sudah memenuhi syarat. Untuk menganalisa kontrol guling kita harus menentukan satu titik acuan. Titik acuan dapat diambil dengan melihat bagian terluar dari pangkal abutment. Titik tersebut kemudian dinamakan sebagai titik putar guling. Langkah selanjutnya adalah menghitung Momen Penahan dan Momen Guling. Kontrol guling lalu dihitung dengan menggunakan persamaan sebagai berikut:

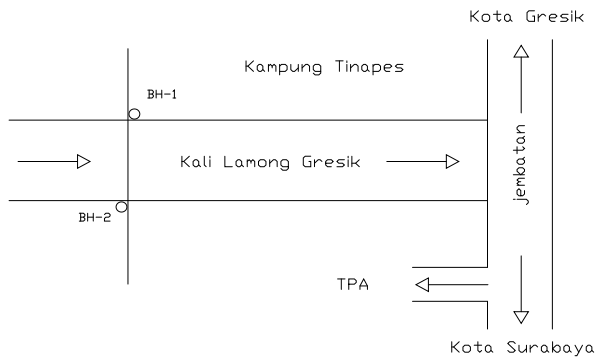
$$\text{Syarat : } \frac{\Sigma \text{Momen Penahan}}{\Sigma \text{Momen Guling}} \geq 1,5$$

3.7 Perencanaan Desain Pondasi

Desain pondasi yang direncanakan adalah pondasi tiang pancang dikarenakan kondisi tanah di lapangan merupakan tanah lunak. Dengan mengandalkan aspek point bearing (langsung menumpu pada tanah keras) diharapkan tidak terjadi penurunan, maka nilai $QS=0$, dikarenakan jika terjadi penurunan akan berdampak pada jembatan lama di sebelah jembatan baru.

3.8 Proteksi Dari Pengaruh Jembatan Baru Terhadap Jembatan Lama

Dengan dibangunnya jembatan baru tepat di sebelah jembatan lama dipastikan akan berpengaruh terhadap jembatan lama, contohnya seperti pemampatan pada tanah di bawah jembatan baru, hal ini bisa berakibat fatal pada jembatan lama. Untuk itu pada perencanaan ini diharuskan semua pengaruh yang disebabkan oleh pembangunan jembatan baru dapat di atasi agar jembatan lama tetap stabil.



Gambar 4.2 Denah Bor Dalam (BH-1)

Tabel 4.1 Hasil Perhitungan Data Tanah (BH-1)

Borhole No.	Depth (m)		Gs	e	Sr (%)	γ_t (gr/cc)	Wc (%)	γ_d (gr/cc)	γ_{sat} (gr/cc)	Cu (kg/cm ³)
BH-01	-4,50	-5,00	2,514	1,627	100,0	1,576	64,7	0,957	1,576	-
BH-01	-9,50	-10,00	2,547	1,612	100,0	1,592	63,3	0,975	1,592	-
BH-01	-14,50	-15,00	2,634	1,584	100,0	1,632	60,1	1,019	1,632	-
BH-01	-19,50	-20,00	2,637	1,215	100,0	1,739	46,1	1,191	1,739	0,6250
BH-01	-24,50	-25,00	2,628	1,193	100,0	1,742	45,4	1,198	1,742	0,7000
BH-01	-29,50	-30,00	2,516	0,945	100,0	1,779	37,6	1,294	1,779	0,7850

4.2 Daya Dukung Tanah

Untuk menghitung daya dukung tanah pada kedalaman tanah sesuai hasil tes SPT, diperoleh daya dukung penggunaan tiang pancang dengan diameter 60 cm, dan penampang persegi 60x60 cm. Perhitungan daya dukung tanah maximum pada pondasi menggunakan metode Lunciano Decourt.

$$Q_{ult} = Q_p + Q_s$$

Dimana : Q_{ult} = daya dukung tanah maximum pada pondasi

Q_p = resistance ultimate pada dasar pondasi

Q_s = resistance ultimate akibat lekatan lateral

$$Q_p = q_p \cdot A_p = (N_p \cdot k) A_p$$

Dimana : N_p = Harga rata rata SPT di sekitar 4D di atas hingga 4D di bawah

k = Koefisien karakteristik tanah

A_p = Luas penampang dasar tiang

q_p = Tegangan di ujung tiang

= Koefisien berdasarkan jenis tanah dan tiang pancang yang digunakan

$$Q_s = q_s \cdot A_s = (N_s/3 + 1) A_s$$

Dimana : N_s = Harga rata rata sepanjang tiang yang tertanam ($3 < N < 50$)

A_s = Luas selimut tiang yang tertanam (keliling x pajang tiang yang tertanam)

q_s = Tegangan akibat lekatan lateral dalam t/m²

= Koefisien berdasarkan jenis tanah dan tiang pancang yang digunakan

Tabel 4.2 *Base and shaft coefficients* untuk beberapa karakteristik tanah & tipe pondasi

Pile/Soil	Clay		Intermediate Soil		Sands	
	α	β	α	β	α	β
1. Driven Pile	1	1	1	1	1	1
2. Bored Pile	0,85	0,80	0,60	0,65	0,50	0,50
3. Injected Pile	1	3	1	3	1	3

(Decourt & Quaresma, 1978 & Decout et al, 1996).

Berikut adalah hasil perhitungan daya dukung tiang pondasi untuk tiang pancang diameter 30,40,50,60cm dan penampang persegi 30x30, 40x40, 50x50, 60x60cm.

Tabel 4.3 Daya Dukung Pondasi Tiang Pancang BH-1

Kedalaman (m)	Ukuran Tiang Pancang															
	φ30		30x30		φ40		40x40		φ50		50x50		φ60		60x60	
	Qult	Qijin	Qult	Qijin	Qult	Qijin	Qult	Qijin	Qult	Qijin	Qult	Qijin	Qult	Qijin	Qult	Qijin
1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
3	5,81	1,94	7,40	2,47	11,24	3,75	14,31	4,77	16,91	5,64	21,52	7,16	26,60	8,87	33,87	11,29
4	7,97	2,66	10,15	3,38	14,20	4,73	18,08	6,03	21,01	7,00	26,74	8,91	31,51	10,50	40,12	13,37
5	11,33	3,78	14,42	4,81	19,12	6,37	24,35	8,12	25,10	8,37	31,96	10,65	36,46	12,15	46,43	15,48
6	14,16	4,72	18,03	6,01	23,23	7,74	29,58	0,86	31,91	10,64	40,63	13,54	41,39	13,80	52,70	17,57
7	16,81	5,60	21,41	7,14	27,03	9,01	34,42	11,47	37,55	12,52	47,81	15,94	48,76	16,25	62,08	20,69
8	19,25	6,42	24,51	8,17	29,82	9,94	37,97	12,68	41,82	13,94	53,25	17,75	53,86	17,95	68,58	22,66
9	21,13	7,04	26,90	8,97	31,84	10,61	40,53	13,51	44,79	14,93	57,03	19,01	57,61	19,20	73,36	24,45
10	22,21	7,40	28,28	9,43	32,78	10,93	41,74	13,91	16,16	15,39	58,77	19,59	61,02	20,34	77,70	25,90
11	22,61	7,54	28,78	9,59	33,94	11,31	43,21	14,40	47,79	15,93	60,85	20,28	64,50	21,50	82,13	27,38
12	23,17	7,72	29,50	9,83	35,40	11,80	45,08	15,03	49,83	16,61	63,45	21,15	68,31	22,77	86,96	28,99
13	24,60	8,20	31,32	10,44	38,07	12,69	48,47	16,16	53,40	17,80	67,99	22,66	72,61	24,20	92,44	30,61
14	27,36	9,12	34,83	11,61	41,82	13,94	53,25	17,75	57,44	19,15	73,14	24,38	77,46	25,62	96,63	32,88
15	30,84	10,28	39,26	13,09	46,57	15,52	59,29	19,76	62,86	20,95	80,04	26,68	82,89	27,63	105,53	35,18
16	34,52	11,51	43,96	14,65	51,63	17,21	65,74	21,91	68,80	22,93	87,59	29,20	101,04	33,68	125,65	42,88
17	37,62	12,54	47,89	15,96	63,87	21,29	81,32	27,11	85,93	28,64	109,41	36,47	131,45	43,62	167,37	55,79
18	45,53	15,18	57,97	19,32	82,98	27,66	105,66	35,22	112,33	37,44	143,02	47,67	173,63	57,88	221,07	73,69
19	62,63	20,88	79,74	26,58	114,80	38,27	146,16	48,72	155,15	51,72	197,55	65,85	220,86	73,62	281,21	93,74
20	89,15	29,72	113,51	37,84	150,60	50,20	191,75	63,92	201,70	67,23	256,82	85,61	272,68	90,96	347,45	115,82

Kedalaman (m)	Ukuran Tiang Pancang															
	φ30		30x30		φ40		40x40		φ50		50x50		φ60		60x60	
	Qult	Qijin	Qult	Qijin	Qult	Qijin	Qult	Qijin	Qult	Qijin	Qult	Qijin	Qult	Qijin	Qult	Qijin
21	118,66	39,55	151,08	50,36	190,28	63,42	242,25	80,75	252,93	84,31	322,03	107,34	329,55	109,65	419,59	139,66
22	145,05	48,65	185,83	61,94	226,84	75,61	288,83	96,28	300,15	100,05	382,16	127,39	387,15	129,05	492,94	164,31
23	165,65	55,22	210,92	70,31	258,05	85,35	326,01	108,67	348,38	116,13	443,58	147,86	445,65	148,55	567,41	189,14
24	180,49	60,16	229,80	76,60	278,11	92,70	354,10	118,03	386,81	126,94	492,51	164,17	505,00	168,33	642,99	214,33
25	192,65	64,22	245,29	81,76	295,99	98,66	376,86	125,62	419,18	139,73	533,72	177,91	552,01	184,00	702,64	234,28
26	208,36	69,45	265,29	88,43	315,42	105,14	401,60	133,87	441,01	147,00	561,51	187,17	587,05	195,68	747,46	249,15
27	225,15	75,05	286,67	95,56	336,35	112,12	428,26	142,75	464,80	154,93	591,81	197,27	610,52	203,51	777,33	259,11
28	241,02	80,34	306,88	102,29	356,13	118,71	453,43	151,14	487,23	162,41	620,36	208,79	637,63	212,54	811,86	270,62
29	253,54	84,51	322,82	107,61	375,31	125,10	477,86	159,29	513,66	171,22	654,01	218,00	665,90	221,97	847,85	282,62
30	265,52	88,52	338,12	112,71	391,12	130,37	497,99	166,00	536,63	178,84	683,14	227,71	696,77	232,26	887,16	295,72

Keterangan :

Qult = Daya dukung ultimate untuk satu tiang (ton)

Qijin = Daya dukung ijin untuk satu tiang (ton)

= Diameter tiang

nxn = Penampang Persegi

SF = 3

(Halaman ini sengaja dikosongkan)

BAB V

PERENCANAAN TIMBUNAN DI BELAKANG ABUTMENT

5.1 Perencanaan Timbunan

Setelah mengetahui besarnya beban yang diterima oleh timbunan. Selanjutnya adalah menentukan tinggi timbunan agar timbunan yang akan direncanakan berada diatas muka banjir. Dalam hal ini direncanakan tinggi timbunan final (H_{final}) untuk timbunan 2,545 m dari muka tanah, diambil dari data ketinggian bangunan *Abutment* terhadap jalan.

5.1.1 Perencanaan Timbunan

Dalam perencanaan timbunan yang direncanakan mempunyai ukuran :

Lebar jalan = 6,3 m

Tinggi H_{final} = 2,54 m

Kemiringan = 1: 1,5

Fluktuasi M.A.T = 0.75 m

timbunan = 2 t/m^3

sat timbunan = 2.1 t/m^3

timbinan = 25^0

5.1.2 Alternatif Metode Perbaikan Tanah

Metode perbaikan tanah yang digunakan dalam perencanaan perbaikan tanah ini adalah menggunakan sistem surcharge geotextile dan PVD.

a. Preloading

Preloading atau pemberian beban awal bertujuan untuk:

1. Meningkatkan daya dukung tanah (Cu)
2. Mempercepat settlement (penurunan) tanah dasar

Ada beberapa cara preloading yaitu :

1. *Surcharge* (timbunan bertahap/embankment)
2. *Dewatering* (menurunkan muka air tanah)

3. *Vacuuming* (memompa air tanah sampai tegangan air jenuh/netral).

b. Geotextile

Geotextile merupakan bahan geosynthetics. Fungsi Geotextile ini sering disebut juga sebagai Reinforcement / Perkuatan. Misalnya dipakai pada proyek-proyek timbunan tanah, perkuatan lereng dll. Dalam pemilihan bahan geotextil yang akan digunakan pada umumnya berdasarkan karakteristik teknik bahan geotextile tersebut. Karakteristik teknik tersebut meliputi antara lain karakteristik fisis, mekanis, dan hidrolis. Karakteristik fisis meliputi :

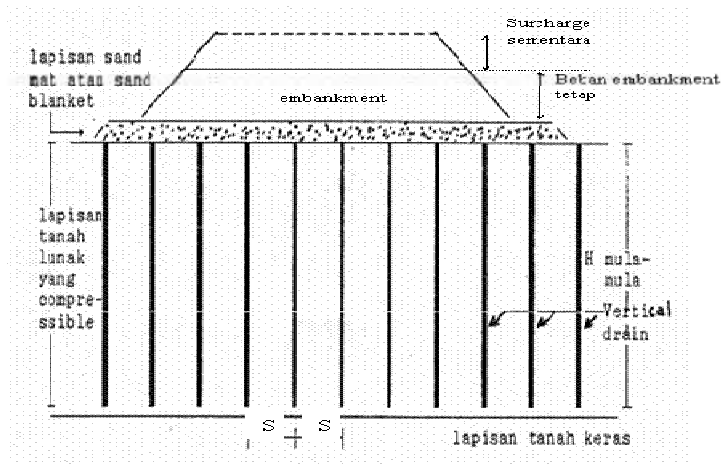
- Berat,
- Ketebalan, dan
- Berat satuan atau juga berat jenis

Berat dan ketebalan bahan biasanya merupakan suatu bagain dari kekuatan bahan. Makin tinggi kekuatan bahan biasanya makin berat dan tebal bahannya.

c. Vertikal Drain

Vertical Drain merupakan salah satu metode perbaikan tanah yang berfungsi untuk memperpendek drainage path dari air pori yang akan mengalir keluar sehingga dapat mempercepat waktu pemampatan konsolidasi. Jenis vertical drain :

- Sand Column
Terbuat dari tiang-tiang pasir yang dimasukkan ke dalam tanah dengan bantuan pipa yang bergetar.
- Prefabricated Vertical Drain (PVD)
Terbuat dari bahan *syntethics* yang dibuat di pabrik, bahan ini dapat mengalirkan air dengan baik.



Gambar 5.1 Vertikal Drain

Dalam perencanaan ini akan digunakan beberapa alternatif perbaikan tanah, yaitu :

- Perencanaan Perbaikan Tanah Dasar dengan Sistim Sucharge
- Perencanaan Perbaikan Tanah Dasar dengan Sistim Surcharge dan PVD

5.2 Kondisi Lapisan Tanah

Untuk mengetahui kondisi tanah dibawah timbunan dilakukan boring dan sondir pada titik-titik disekitar rencana timbunan. Sondir dan boring dilakukan hingga kedalaman 30 meter dibawah muka tanah. Lapisan tanah pada proyek ini merupakan lapisan tanah lempung dan pasir sedalam 18 meter dan selanjutnya merupakan lapisan tanah keras. Tanah lempung ini memiliki ciri fisik berwarna hitam basah. Hasil boring dan SPT yang ditunjukkan bervariasi dan tergantung pada letak kedalamannya.

Tabel 5.1 Parameter Tanah Dasar

Borhole No.	BH-01	BH-01	BH-01	BH-01	BH-01	BH-01
Depth (m)	-4,5	-9,5	-14,5	-19,5	-24,5	-29,5
	-5	-10	-15	-20	-25	-30
Gs	2,514	2,547	2,634	2,637	2,628	2,516
e	1,627	1,612	1,584	1,215	1,193	0,945
Sr (%)	100	100	100	100	100	100
γt (gr/cc)	1,576	1,592	1,632	1,739	1,742	1,779
Wc (%)	64,7	63,3	60,1	46,1	45,4	37,6
γd (gr/cc)	0,957	0,975	1,019	1,191	1,198	1,294
γsat (gr/cc)	1,576	1,592	1,632	1,739	1,742	1,779
Cu (kg/cm³)	-	-	-	0,625	0,7	0,785

5.2.1 Kondisi Lapisan Tanah

Dalam menentukan jenis tanah dapat dipakai beberapa korelasi tanah diantaranya menurut J.E.Bowles, 1984.

Tabel 5.2 SPT Cohesionless (J.E.Bowles, 1984.)

		Cohesionless Soil / Sol Pulvérulent				
N	(blows)	0 - 3	4 - 10	11 - 30	31 - 50	> 50
γ	(KN/m³)	-	12 - 16	14 - 18	16 - 20	18 - 23
Ø	(°)	-	25 - 32	28 - 36	30 - 40	> 35
State		Very Loose	Loose	Medium	Dense	Very Dense
Dr	(%)	0 - 15	15 - 35	35 - 65	65 - 85	85 - 100
		Cohesive Soil / Sol Cohérent				
N	(blows)	< 4	4 - 6	6 - 15	16 - 25	> 25
γ	(KN/m³)	14 - 18	16 - 18	16 - 18	16 - 20	> 20
qu	(kPa)	< 25	20 - 50	30 - 60	40 - 200	> 100
Consistency		Very Soft	Soft	Medium	Stiff	Hard

5.2.3 Fluktuasi Muka Air Tanah

Untuk fluktuasi muka air tanah diketahui bahwa fluktuasi muka air tanah lokasi proyek adalah sebesar 0.75 meter.

5.3 Perencanaan Tinggi Timbunan

5.3.1 Cara Penentuan Tinggi Timbunan Awal (H_{awal}) dan Konsolidasi Sesaat (Sc)

Suatu timbunan setelah mengalami penurunan akan mengalami perubahan berat, karena selama terjadi penurunan sebagian tanah timbunan tenggelam berada di bawah muka air tanah. Adapun cara menentukan nilai H_{awal} adalah sebagai berikut :

1. Menentukan suatu harga q
2. Dari asumsi q tersebut dan bentuk timbunan yang dikehendaki cari penurunan konsolidasi (Sc) maksimum tanah akibat konsolidasi (pada as jalan).
3. Dapatkan nilai H_{awal} dan H_{akhir} melalui rumus berikut ini :

$$H_{awal} = \frac{q + Sc(\gamma_{timb} + \gamma_w - \gamma_{sat.timb})}{\gamma_{timb}}$$

$$H_{akhir} = H_{awal} - Sc$$

4. Langkah pada no. 1-3 diulangi untuk q 5,8; 6,3; 6,8; 7,3; 7,8.
5. Menabelkan nilai-nilai q , Sc , H_{awal} dan H_{akhir}
6. Membuat grafik hubungan antara H_{awal} dan H_{akhir} serta grafik hubungan antara Sc dan H_{akhir} .
7. Dari grafik hubungan antara H_{awal} dan H_{akhir} dapat dicari nilai H_{awal} untuk H_{akhir} yang telah ditentukan.

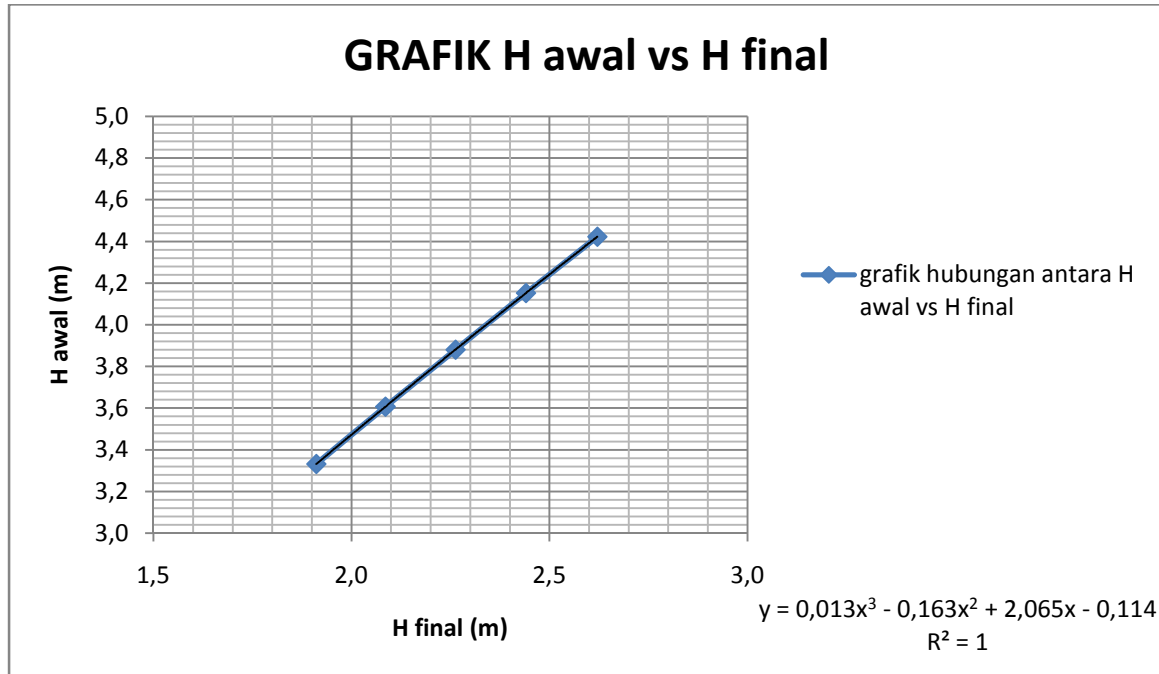
5.3.2 Kurva Hubungan antara H_{awal} , H_{akhir} dan Sc

Dari hasil perhitungan yang telah dilakukan didapatkan hasil sebagai berikut :

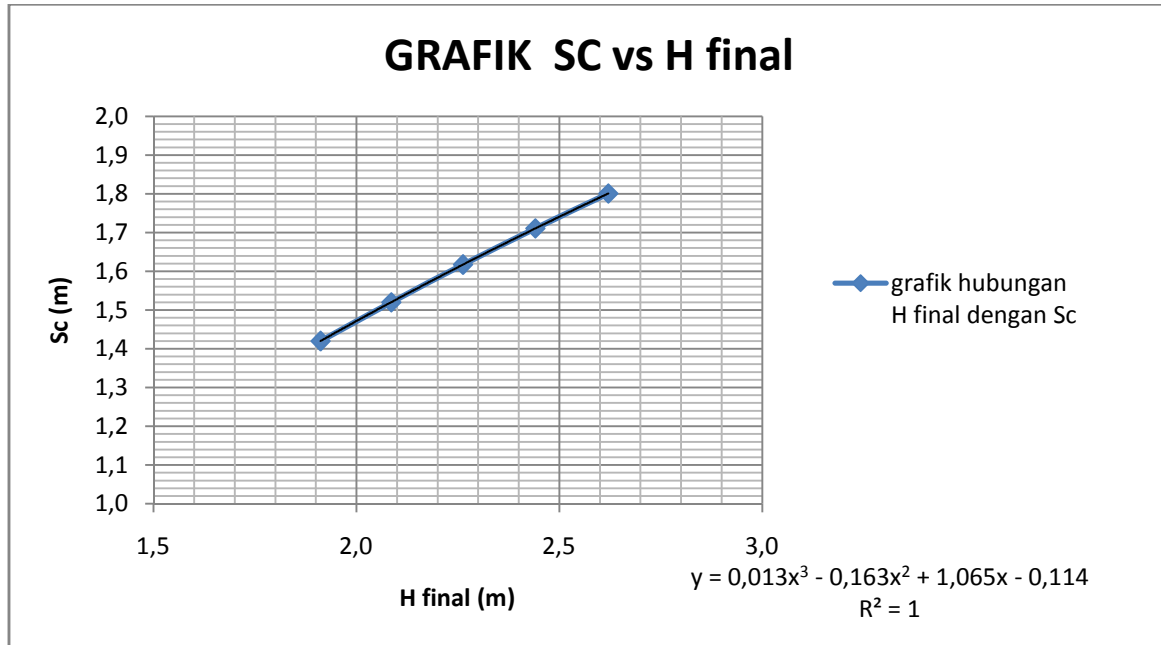
Tabel 5.3 : Rekap perhitungan hasil H_{awal} , H_{akhir} dan Sc

H awal (m)	H final (m)	Sc (m)
4,422	2,621	1,800889
4,152	2,441	1,710607
3,880	2,263	1,61713
3,606	2,086	1,520209
3,331	1,911	1,419564

Dari hasil diatas dibuat grafik hubungan antara H_{awal} dan H_{akhir} serta grafik hubungan antara Sc dan H_{Final} seperti berikut :



Gambar 5.2 Grafik hubungan antara H awal dan H final



Gambar 5.3 Grafik hubungan antara SC dan Hfinal

5.3.3 Nilai H_{awal} dan Sc yang Bersesuaian dengan H_{akhir}

Dari kedua grafik yang telah dibuat di atas, dengan menentukan $H_{\text{final}} = 2,545$ meter didapat H_{initial} sebesar 4,3 meter dan Sc sebesar 1,755 meter.

5.4 Daya Dukung Tanah Dasar

5.4.1 Nilai SF Minimum dan Momen Perlawanan Akibat Timbunan H_{awal}

Pada perhitungan program xstable yang menginputkan H_{initial} sebagai tinggi timbunannya, didapatkan SF minimum sebesar 0.702 dan momen perlawanan sebesar 43.160 kN-m. Nilai SF minimum ini jauh lebih kecil dari SF rencana yang ditentukan yakni 1,5.

5.4.2 Tinggi Timbunan Maksimum SF Rencana

Jika SF minimum yang diinginkan adalah 1.5, maka dari hasil analisa program xstable, diperoleh tinggi timbunan sebesar 1.781 meter ($SF=1,4975$ 1,5) dengan momen perlawanan = 72.493 KNm.

5.5 Perencanaan Perbaikan Tanah dengan Sistem Surcharge dan PVD

5.5.1 Perencanaan Pelaksanaan Timbunan

Tinggi timbunan rencanan (H_{initial}) adalah 4,3m, dan dengan alat berat yang kami miliki memiliki kecepatan penimbunan rata-rata 50cm per minggu, maka penimbunan akan selesai dalam waktu rencana 9 minggu.

5.5.2 Alasan diperlukannya pemasangan PVD

Vertical Drain berfungsi untuk memperpendek *drainage path* dari air pori yang akan mengalir keluar, sehingga dapat mempercepat waktu pemampatan konsolidasi. Jenis vertical drain yang digunakan dalam perencanaan ini adalah bentuk Prefabricated Vertical Drain (PVD). PVD terbuat dari bahan

sintetis yang dibuat di pabrik dan mampu mengalirkan air dengan baik.

5.5.3 Perhitungan Waktu Konsolidasi Natural Tanah Dasar Tanpa PVD

Tanah lempung mempunyai sifat permeabilitas yang kecil sehingga kemampuan mengalirkan air relatif lambat. Hal ini menyebabkan air yang terdesak akibat penambahan beban timbunan, akan keluar dari lapisan lempung dalam jangka waktu yang lama dan menghasilkan penurunan konsolidasi.

Untuk menghitung waktu konsolidasi tersebut, digunakan persamaan dimana:

- Lapisan bagian bawah dari lapisan *compressible* merupakan lapisan non porus, sehingga arah alirannya adalah *single drainage*

- $H_{dr} = 20 \text{ m}$

- $$C_{v_{rata-rata}} = \frac{(\sum h)^2}{\left[\frac{h_1}{\sqrt{C_{v1}}} + \frac{h_2}{\sqrt{C_{v2}}} + \dots + \frac{h_i}{\sqrt{C_{vi}}} \right]}$$

$$= 0,000553 \text{ cm}^2/\text{dtk}$$

$$= 2,00526 \text{ m}^2/\text{tahun}$$

- Harga T_v

Harga T_v diambil berdasarkan **Tabel 5.4**

Tabel 5.4 Pemberian Timbunan yang Harus Diberikan pada Masing-masing H Rencana pada timbunan jalan

Derajat Konsolidasi (U %)	Faktor Waktu (T_v)
0	0
10	0,008
20	0,031
30	0,071
40	0,126
50	0,197

60	0,287
70	0,403
80	0,567
90	0,848
100	

Sumber : Braja M. Das, 1985

Dari tabel di atas didapat harga $Tv_{90\%} = 0,848$

- Waktu konsolidasi yang dibutuhkan untuk mencapai derajat konsolidasi 90% adalah :

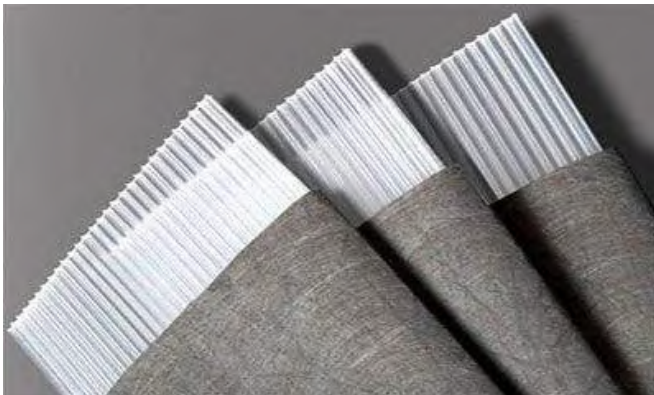
$$t = \frac{Tv_{90\%} (Hdr)^2}{C_v}$$

$$t = 6138303986,8 \text{ detik} = 197,347362 \text{ tahun}$$

Jadi waktu yang diperlukan untuk mencapai *settlement* sebesar 90% diperlukan waktu 197,347362 tahun.

5.6 Hasil perencanaan menggunakan PVD

5.6.1 Data PVD



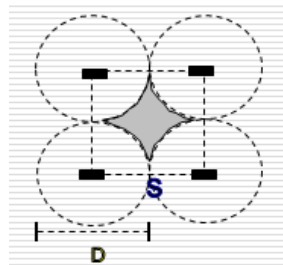
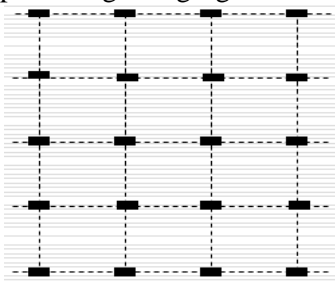
Gambar 5.4 PVD

Pada perhitungan kali ini membandingkan 2 metode pemasangan PVD, yaitu:

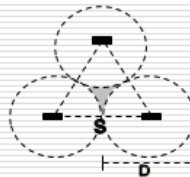
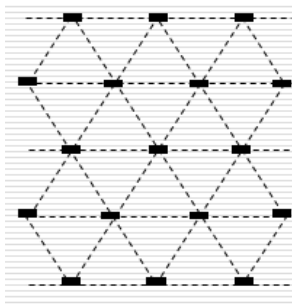
- Pola pemasangan persegi
- Pola pemasangan segitiga

5.6.2 Pola Pemasangan PVD

Pola pemasangan yang dibandingkan dalam perencanaan ini adalah pola pemasangan persegi (bujur sangkar) dan pola pemasangan segitiga.



Gambar 5.5 pola pemasangan PVD persegi



Gambar 5.6 pola pemasangan PVD segitiga

5.6.3 Perhitungan PVD

Berikut merupakan contoh perhitungan PVD menggunakan pola persegi dan segitiga dengan memakai ukuran PVD (a) = 10

cm. Jarak pemasangan PVD dicoba-coba antara 0.5 m, 0.8 m, 1.0 m, 1.2 m, 1.5 m, 2.0 m, 2.5 m.

5.6.3.1 Perhitungan PVD dengan pola persegi

Didapat dari perhitungan preloading di bahasan sebelumnya harga C_v gabungan untuk tanah dengan kedalaman 0-20 meter adalah 0.000553 cm²/sec. Dan harga kh/kv direncanakan sebesar 3 karena harganya berkisar diantara 2 sampai 4. Lalu mencari harga Ch dengan cara mengalikan C_v gabungan dengan harga kh/kv didapat Ch gabungan = 0.001658 cm²/sec.

Ukuran PVD yang dipakai adalah (a) = 10 cm.

Jarak pemasangan (s) = 1,0 meter

Mencari nilai diameter ekuivalen dari lingkaran tanah (D) = 1.13 x s = 0.904 m

Mencari nilai diameter ekuivalen dari vertical drain (dw) = $2(a+b)/\pi = (10+0.5)/\pi = 0.066845$ m

Mencari nilai n = D/dw = 90.4 / 6.685 = 13.5238

Mencari hambatan akibat jarak titik pusat PVD dengan rumus

$$f(n) = \left(\frac{n^2}{n^2 - 12} \right) \left[\ln(n) - \frac{3}{4} - \left(\frac{1}{4n^2} \right) \right] = 1.86$$

Mencari nilai T_v dengan rumus $\frac{(t \times C_v)}{(H d r)^2}$

Mencari derajat konsolidasi vertikal dan horizontal. Nilai derajat konsolidasi vertikal didapat dari perhitungan preloading, sedangkan nilai derajat konsolidasi horizontal dihitung dengan

$$\text{rumus } U_h = 1 - \left(\frac{1}{e^{\frac{t \times 8 \times Ch \times ab}{D^2 \times 2 \times F(n)}}} \right)$$

Mencari nilai derajat konsolidasi rata-rata

$$(U \text{ rata-rata}) = [1 - (1 - U_h) \times (1 - U_v)] \times 100\%$$

5.6.3.2 Perhitungan PVD dengan pola segitiga

Didapat dari perhitungan preloading di bahasan sebelumnya harga C_v untuk tanah dengan kedalaman 0 – 20 meter sebesar 0.000553 cm²/s. Dan harga kh/kv direncanakan

sebesar 3 karena harganya berkisar diantara 2 sampai 4. Lalu mencari harga Ch dengan cara mengalikan Cv gabungan dengan harga kh/kv didapat Ch gabungan = 0.001658 cm²/s.

Ukuran PVD yang dipakai adalah (a) = 10 cm.

Jarak pemasangan (s) = 1,0 m

Mencari nilai diameter ekivalen dari lingkaran tanah (D) = 1.05 x s = 52.5 cm

Mencari nilai diameter ekivalen dari vertical drain (dw) = $2(a+b)/\pi = (15+0.5)/\pi = 6,685$ cm

Mencari nilai n = D/dw = 12.56637

Mencari hambatan akibat jarak titik pusat PVD dengan rumus

$$f(n) = \left(\frac{n^2}{n^2 - 1^2} \right) \left[\ln(n) - \frac{3}{4} - \left(\frac{1}{4n^2} \right) \right] = 1.790$$

Mencari nilai Tv dengan rumus $\frac{(t \times Cv)}{(Hdr)^2}$

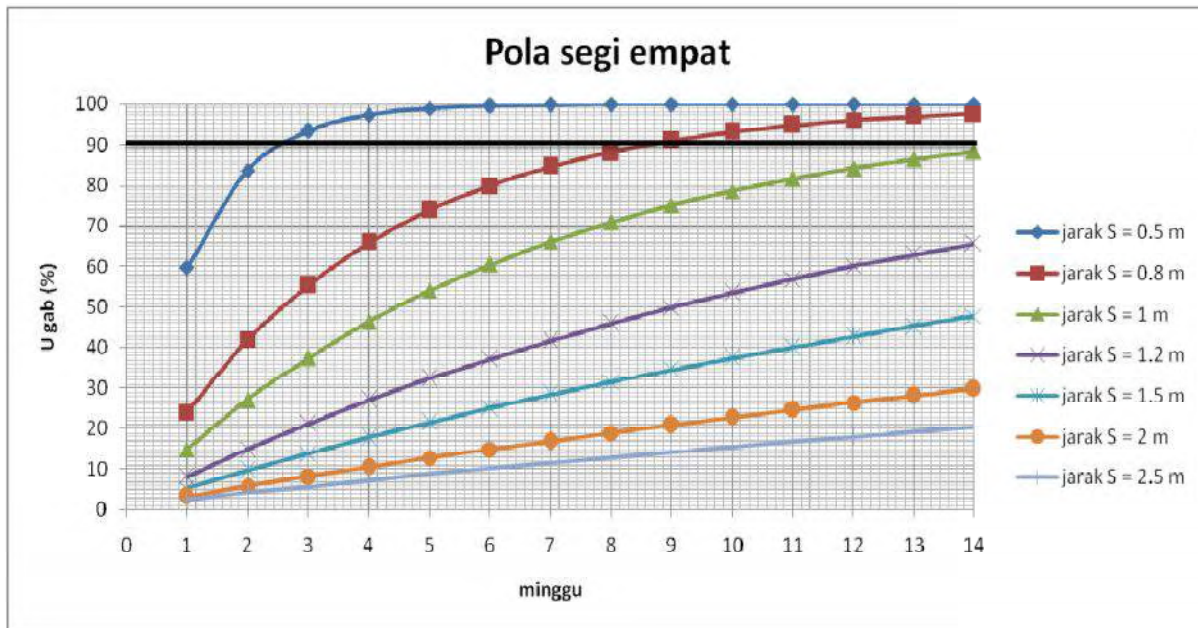
Mencari derajat konsolidasi vertikal dan horizontal. Nilai derajat konsolidasi vertikal didapat dari perhitungan preloading, sedangkan nilai derajat konsolidasi horizontal dihitung dengan

$$\text{rumus } U_h = 1 - \left(\frac{1}{e^{\frac{t \times 8 \times C_h g a b}{D^2 \times 2 \times F(n)}}} \right)$$

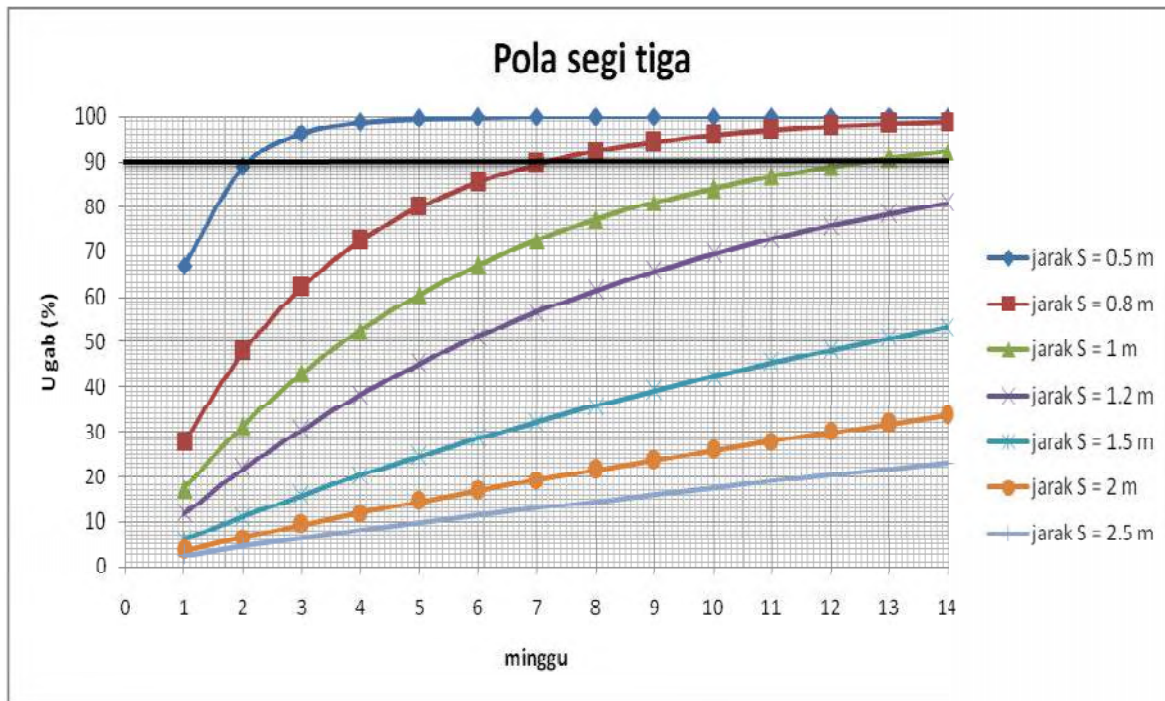
Mencari nilai derajat konsolidasi rata-rata (U rata-rata) = [1- (1-Uh) x (1-Uv)] x 100%

sehingga didapatkan grafik hubungan derajat konsolidasi dengan waktu yang diperlukan, perbandingan antara pola persegi dan pola segi tiga. Grafik hasil perhitungan dapat dilihat dibawah ini.

Dari grafik didapatkan bahwa dengan jarak pemasangan PVD yang dihitung, **yaitu (s) = 1,0 meter tanah sudah mengalami konsolidasi sebesar 90% pada minggu ke-12.** Kedalaman PVD yang dipasang adalah setebal lapisan tanah yang mengalami konsolidasi yaitu sedalam 20 meter.



Gambar 5.7 Grafik pola pemasangan PVD Segi empat



Gambar 5.8 Grafik pola pemasangan PVD Segi tiga

Dari grafik perbandingan pola pemasangan PVD di atas dengan beberapa ketentuan perencanaan yaitu waktu 12 minggu, dan derajat konsolidasi harus tercapai $\pm 90\%$ maka dipilih pola pemasangan segi tiga dengan jarak (S) = **1,0 m (mencapai 90% dalam waktu 12 minggu)**.

5.6.4 Jadwal Pentahapan Penimbunan

Tabel 5.5. Jadwal Pentahapan Penimbunan

Tinggi Timbunan	0,5	1	1,5	2	2,5	3	3,5	4	4,5
	Waktu (minggu)								
0,5	1								
1	2	1							
1,5	3	2	1						
2	4	3	2	1					
2,5	5	4	3	2	1				
3	6	5	4	3	2	1			
3,5	7	6	5	4	3	2	1		
4	8	7	6	5	4	3	2	1	
4,5	9	8	7	6	5	4	3	2	1

5.6.5 Total waktu yang diperlukan untuk menghilangkan semua settlement akibat beban timbunan

Untuk perencanaan perbaikan tanah dengan sistem surcharge dan PVD digunakan PVD dengan spesifikasi sebagai berikut :

- Diameter PVD 10 cm
- Pola pemasangan segitiga
- Jarak 1 meter

- Total waktu yang diperlukan untuk menghilangkan semua settlement akibat beban timbunan setinggi 4,3 meter adalah 12 minggu.
- Namun untuk mencapai waktu 12 minggu tersebut, penimbunan tidak boleh berhenti. Agar penimbunan tidak berhenti akibat kegagalan pada overall stability maka perlu dilakukan perkuatan timbunan dengan geotextile.

Tanpa adanya perkuatan geotextile penimbunan hanya dapat dilakukan hingga ketinggian timbunan 1,5 meter.

BAB VI

PERENCANAAN ABUTMENT DAN TIANG PANCANG

6.1 Perencanaan Abutment BH1

Abutment jembatan Kali Lamong pada titik borehole BH630. Tiap-tiap sisi jembatan memiliki satu buah abutment. Dalam perencanaan ini akan hanya merencanakan abutment satu sisi saja. Selanjutnya, abutment pada STA 211+600 dinamakan abutment A-1.

Adapun data tanah yang digunakan dalam perencanaan ini adalah data tanah BH-1 untuk abutment A-1.

6.2 Data Perencanaan

Perencanaan bangunan bawah (abutment) menggunakan perhitungan pondasi dalam. Perencanaan ini berdasarkan hasil analisa data tanah yang hanya memungkinkan untuk perencanaan pondasi dalam ($D/B > 4$). Data perencanaan yang dibutuhkan adalah:

A. Struktur Atas

Panjang Bentang (L)	: 42,40 m
Lebar Jembatan (b)	: 6,3 m

B. Struktur Bawah

Lebar Pondasi (B)	: 6,3 m
Tinggi Abutment A-1 (H_1)	: 9,5 m

6.3 Pembebanan

Berikut ini adalah hasil perhitungan pembebanan yang telah dilakukan.

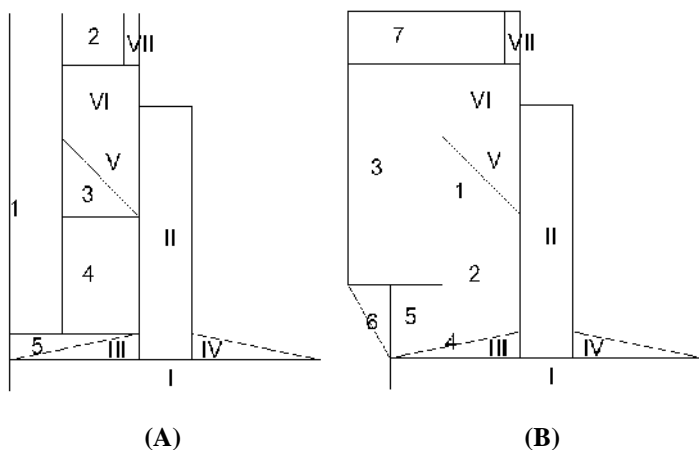
a. Berat Sendiri Struktur Atas

b. Beban Bangunan Atas

$R_v \rightarrow$	Beban Mati	= 44,58 t
	Beban Hidup	= 222,41 t
	Beban Tambahan	= <u>4,458 t</u>
		271,448 t

c. Berat Sendiri Struktur Bawah

Beban struktur bawah diakibatkan oleh berat sendiri abutment, wingwall, dan tanah di belakang abutment. Hasil desain struktur bawah dan perhitungan pembebanan yang didapatkan dapat dilihat pada **Gambar 6.1** dan **Tabel 6.1**.



Gambar 6.1 Desain (A) Abutment dan Tanah, (B) Abutment dan Wingwall

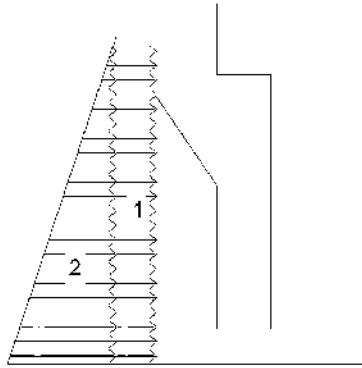
Berat Beton, $c = 24 \text{ kN/m}^3$
 Berat Tanah, $t = 18,5 \text{ kN/m}^3$
 Lebar Abutment, $B = 6,3 \text{ m}$
 Tebal Wingwall, $b_w = 2 \times 0,4 \text{ m}$

Tabel 6.1. Perhitungan Beban Sendiri Abutmen

Bidang	b	h	l	Bentuk	Lengan	arah	Berat	Momen	Momen
	(m)	(m)	(m)		(m)		(Kg)	(Kgm)	(KNm)
ABUTMENT									
I	4,0	0,6	6,5	1	0,00	0	37440	0	0,00
II	1	4	6,3	1	0,00	-1	60480	0	0,00
III	2,5	0,5	6,3	0,5	1,33	-1	9450	-12600	-126,00
IV	2,5	0,5	6,3	0,5	0,33	1	9450	3150	31,50
V	1,3	1,5	6,3	0,5	0,93	-1	14742	-13759,2	-137,59
VI	1,3	1,4	6,3	1	1,15	-1	27518,4	-31646,16	-316,46
VII	0,6	1	6,3	1	0,80	-1	9072	-7257,6	-72,58
TANAH									
1	1	6,15	6,5	1	1,60	-1	73953,75	-118326	-1183,26
2	1,2	1	6,5	1	2,40	-1	14430	-34632	-346,32
3	1,3	1,5	6,5	0,5	1,37	-1	11724,375	-16023,3125	-160,23
4	1,3	2,25	6,5	1	1,15	-1	35173,125	-40449,09375	-404,49
5	2,5	0,5	6,5	0,5	2,17	-1	7515,625	-16283,85417	-162,84
WINGWALL									
1	1,3	1,5	0,8	0,5	1,37	-1	1872	-2558,4	-25,58
2	1,3	2,25	0,8	1	1,15	-1	5616	-6458,4	-64,58
3	1,7	4,25	0,8	1	2,65	-1	13872	-36760,8	-367,61
4	2,5	0,5	0,8	0,5	2,17	-1	1200	-2600	-26,00
5	0,3	0,9	0,8	1	1,95	-1	518,4	-1010,88	-10,11
6	1,4	1,4	0,8	1	2,47	-1	3763,2	-9282,56	-92,83
7	3	1	0,8	1	2,60	-1	5760	-14976	-149,76
							343550,88	TOTAL=	-3614,74

d. Tekanan Tanah

Tekanan tanah horizontal diakibatkan oleh beban lalu lintas diatas timbunan yang diasumsikan sebesar 10 kN/m^2 . Sementara tekanan tanah lateral dihitung berdasarkan perhitungan tekanan tanah aktif.



Gambar 6.2 Diagram Tegangan Akibat Tekanan Tanah di Belakang Abutment

Tinggi Abutment, (H)	: 9,5 m
Lebar Abutment, (B)	: 6,3 m
Berat Jenis Tanah (γ_{SAT})	: 18,5 kN/m ³
Sudut Geser (ϕ)	: 25°
Koefisien Tanah Aktif (K_a)	: $\tan^2(45^\circ - 25/2) = 0,4058$

Tabel 6.2 Perhitungan Tekanan Tanah

No	tegangan	Tta	Lengan thdp O	y	Arah	Mta
	(kN/m ²)	(kN)	(m)	(m)		(kNm)
1	4,06	242,91	$y = H/2$	4,75	1,00	1153,81
2	75,39	2134,54	$y = H/3$	3,17	1,00	6759,37
	Tta =	2377,45		Mta=		7913,18

e. Beban Lajur”D”

Beban kendaraan terdiri dari beban terbagi rata (BTR) dan beban garits terpusat (BGT). BGT memiliki intensitas q (Kpa) yang besarnya bergantung pada panjang total L yang dinyatakan dalam rumus berikut:

$q = 9.0 \text{ kPa}$	untuk $L \leq 30 \text{ m}$
$q = 9.0 (0.5 + 15/L)$	untuk $L > 30 \text{ m}$

Besarnya beban pada abutmen akibat beban BTR.

$$P_{BTR} = 0.5 \times q \times (5.5 + b) \times L / 2$$

$$P_{BTR} = 0.5 \times (9.0(0.5+15/42)) \times (5.5 + 6.3) \times 42 / 2$$

$$P_{BTR} = 1115.1 \text{ kN}$$

Untuk perhingan beban garis terpusat digunakan intensitas sebesar 49 kN/m dengan faktor beban dinamis (DLA) sebesar 0,4. Besarnya BGT dapat dilihat pada perhitungan berikut.

$$P_{BGT} = 0.5 \times P \times (1+DLA) \times (5.5 + 6.3)$$

$$P_{BGT} = 0.5 \times 49 \times (1+0.4) \times (5.5 + 6.3)$$

$$P_{BGT} = 404.74 \text{ kN}$$

Maka besarnya beban lajut D pada abutment adalah sebesar:

$$P_{LD} = P_{BTR} + P_{BGT} = 1115.1 + 404.74 = 1360.54 \text{ kN}$$

f. Gaya Rem

Gaya rem dihitung sebesar 5% dari beban D yang telah dihitung, maka didapatkan :

$$\text{Gaya horizontal rem} : 68.027 \text{ kN}$$

$$\text{Lengan terhadap titik O} : 6.45 \text{ m}$$

$$\text{Momen akibat gaya rem} : 438.77415 \text{ kNm}$$

g. Beban Angin

Perhitungan beban angin mengacu pada RSNI T-02-2005 ps. 7.6, yaitu pada dua kondisi yaitu:

1. Gaya angin yang meniup bidang jembatan

$$T_{ew1} = 0.0006 \cdot C_w \cdot V_w^2 \cdot A_b$$

$$T_{ew1} = 0.0006 \cdot 1.25 \cdot 35^2 \cdot 77.7$$

$$T_{ew1} = 71,386875 \text{ kN}$$

2. Gaya angin yang meniup kereta api

$$T_{ew2} = 0.0012 \cdot C_w \cdot V_w^2 \cdot L / 2$$

$$T_{ew2} = 0.0012 \cdot 1.25 \cdot 35^2 \cdot 42 / 2$$

$$T_{ew2} = 38,5875 \text{ kN}$$

Besarnya gaya angin pada abutmen:

$$T_{ew} = T_{ew1} + T_{ew2} = 109,9743 \text{ kN}$$

$$M_{ew} = T_{ew1} \cdot y_1 + T_{ew2} \cdot y_2 = 797,3142188 \text{ kN}$$

h. Beban Temperatur

Perhitungan beban temperatur yang mengacu pada peraturan harus mengambil perbedaan temperatur maksimum dan minimum yang dapat diketahui dari tabel 20 RSNI T-02-2005. Berikut ini adalah perhitungan yang dilakukan untuk mendapatkan beban temperatur.

Temperatur maksimum rata-rata,

$$T_{max} : 45^{\circ}\text{C}$$

Temperatur minimum rata-rata,

$$T_{min} : 15^{\circ}\text{C}$$

Perbedaan Temperatur

$$T = (T_{max} - T_{min})/2$$

$$T = (40 - 15)/2$$

$$T = 15^{\circ}\text{C}$$

Koefisien muai

$$: 0,0012$$

Panjang bentang

$$L : 42,4 \text{ meter}$$

Jumlah tumpuan

$$n : 7 \text{ buah}$$

Gaya pada abutmen akibat pengaruh temperature.

$$T_{ET} = T \cdot k \cdot L/2 \cdot n$$

$$T_{ET} = 0,0012 \times 15 \times 1500 \times 42/2 \times 7$$

$$T_{ET} = 3969 \text{ kN}$$

Lengan terhadap titik O = 4,6 m

Momen pada fondasi,

$$M_{ET} = T_{ET} \cdot y_o = 16,41 \times 5,45 = 18257,4 \text{ kNm}$$

i. Beban Gempa

Perhitungan beban gempa dilakukan dengan menggunakan rumus :

$$T_{EQ} = K_h \cdot W_t$$

dimana,

- K_h = C / R , koefisien beban gempa horisontal
- T_{eq} = Gaya geser dasar total arah yang ditinjau
- W_t = $P_{ms} + P_{ma}$, berat total jembatan
- C = koefisien respons gempa
- R = faktor modifikasi respons

Periode getar struktur dihitung menggunakan rumus:

$$T = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{W_{TP}}{g \cdot K_p}}$$

dimana,

- g = 9.8 m/det^2 , percepatan gravitasi
- K_p = kekakuan struktur terhadap gaya horizontal
- W_{TP} = $P_{ms} \text{ (str atas)} + \frac{1}{2} P_{ms} \text{ (str bawah)}$

Beban Gempa Arah Memanjang Jembatan

- Dimensi Breast Wall

- Tinggi, L_b = 4 m
- lebar, b = 6,5 m
- tebal, h = 1 m

- Inersia Penampang Breast Wall, I_c

$$I_c = \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3 = 0,525 \text{ m}^4$$

- Nilai Kekakuan, K_p

$$K_p = \frac{3 \cdot E_c \cdot I_c}{L_b^3} = 81623,053 \text{ kN/m}$$

- Berat Mati Total Struktur, W_{tp}

$$W_{TP} = P_{ms} \text{ (str atas)} + \frac{1}{2} P_{ms} \text{ (str bawah)}$$

$$W_{TP} = 2161,954375 \text{ kN}$$

- o Waktu Getar Alami Struktur, T

$$T = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{W_{TP}}{g \cdot K_p}} = 0.10324 \text{ det}$$

- o Koefisien Beban Gempa Horizontal, K_h

Berdasarkan pada peta respons spektra SNI 2833-2013 didapatkan besarnya S_s , S_1 , PGA, F_{PGA} , F_a , dan F_1 untuk tanah sedang kota Gresik adalah.

$$S_s = 0,7 \text{ g} \quad F_a = 0,9$$

$$S_1 = 0,25 \text{ g} \quad F_v = 3$$

$$PGA = 0,1 \text{ g} \quad F_{PGA} = 0,9$$

$$S_{mS} = S_s \cdot F_a = 0,63$$

$$S_{m1} = S_1 \cdot F_v = 0,75$$

$$A_s = PGA \cdot F_{PGA} = 0,09$$

Periode Spektum Respons Gempa

$$T_s = S_{D1}/S_{DS} = 1,19 \text{ dtk}$$

$$T_0 = 0.2 T_s = 0,24$$

Untuk T kurang dari T_0 besarnya koefisien respons gempa,

C untuk arah memanjang jembatan:

$$C = (S_{DS} - A_s) \frac{T}{T_0} + A_s = 0,23$$

Faktor Modifikasi Respons, $R = 1,5$

(Pilar tipe dinding, jembatan penting)

Koefisien gempa horizontal, K_h

$$K_h = C / R = 0,23 / 1,5 = 0,155$$

- o Gaya Gempa, T_{EQ}

Gaya gempa rencana, T_{EQ} ,

$$T_{EQ} = K_h W_t$$

$$T_{EQ} = 0,155 W_t$$

C untuk arah melintang jembatan:

$$C = (S_{DS} - A_s) \frac{T}{T_0} + A_s = 0,11$$

Faktor Modifikasi Respons, $R = 1,5$

(Pilar tipe dinding, jembatan penting)

Koefisien gempa horizontal, K_h

$$K_h = C / R = 0,23 / 1,5 = 0,075$$

○ Gaya Gempa, T_{EQ}

Gaya gempa rencana, T_{EQ} ,

$$T_{EQ} = K_h W_t$$

$$T_{EQ} = 0,075 W_t$$

Tabel 6.3 Perhitungan Beban Gempa Arah Memanjang

Kode	Berat (kN)	Teq (kN)	Lengan (m)	Momen (kNm)
Bangunan Atas				
Pms	437,18	67,87	4,6	312,196
Abutmen				
1	374,40	58,12	0,3	17,437
2	604,80	93,89	2,6	244,115
3	94,50	14,67	0,766666667	11,247
4	94,50	14,67	0,766666667	11,247
5	147,42	22,89	4,85	110,996
6	275,184	42,72	6,05	258,456
7	90,72	14,08	6,75	95,064
Wingwall				
1	18,72	2,91	3,85	11,189
2	56,16	8,72	2,225	19,398
3	138,72	21,54	4,125	88,832
4	12,00	1,86	0,933333333	1,739
5	5,184	0,80	1,55	1,247

6	37,632	5,84	1,533333333	8,958
7	57,60	8,94	6,75	60,358
Tanah				
1	739,5375	114,81	4,675	536,724
2	144,30	22,40	1,1	24,642
3	117,24375	18,20	3,85	70,074
4	351,73125	54,60	2,225	121,493
5	75,15625	11,67	0,933333333	10,890
Teq		533,33	Meq	1704,105

Beban Gempa Arah Melintang Jembatan

Untuk perhitungan beban gempa arah melintang jembatan, dengan menggunakan cara perhitungan yang sama, didapatkan hasil:

Tabel 6.4 Perhitungan Beban Gempa Arah Melintang

Kode	Berat (kN)	Teq (kN)	Lengan (m)	Momen (kNm)
Bangunan Atas				
Pms	437,18	32,94	4,6	151,664
Abutmen				
1	374,40	28,12	0,3	8,437
2	604,80	45,43	2,6	118,121
3	94,50	7,10	0,766666667	5,442
4	94,50	7,10	0,766666667	5,442
5	147,42	11,07	4,85	53,708
6	275,184	20,67	6,05	125,061
7	90,72	6,81	6,75	45,999
Wingwall				
1	18,72	1,41	3,85	5,414
2	56,16	4,22	2,225	9,386
3	138,72	10,42	4,125	42,984

4	12,00	0,90	0,933333333	0,841
5	5,184	0,39	1,55	0,604
6	37,632	2,83	1,533333333	4,334
7	57,60	4,33	6,75	29,206
Tanah				
1	739,5375	55,55	4,675	259,707
2	144,30	10,84	1,1	11,923
3	117,24375	8,81	3,85	33,907
4	351,73125	26,42	2,225	58,787
5	75,15625	5,65	0,933333333	5,269
T _{eq}		258,67	M _{eq}	824,575

j. Tekanan Tanah Dinamis Akibat Gempa

Tekanan tanah dinamis akibat gempa dihitung dengan menggunakan koefisien tanah dinamis yang dapat dicari dengan menggunakan rumus berikut:

$$\theta = \tan^{-1}(K_h)$$

$$K_a = (\tan(\text{Radians}(45 - \phi'/2)) * (\tan(\text{Radians}(45 - \theta/2))))$$

$$K_{aG} = \frac{\cos^2(\phi' - \theta)}{\left[\cos^2\theta \cdot \left\{ 1 + \frac{\sqrt{\sin\phi' \cdot \sin(\phi' - \theta)}}{\cos\theta} \right\} \right]}$$

dimana:

Tinggi abutmen, H	= 9,5 m
Lebar abutmen, B	= 6,3 m
Koefisien gempa lateral, K _h	= 0,155
Sudut geser tanah timbunan, ϕ'	= 30°
Koefisien tanah aktif timbunan, K _a	= 0.333
Berat volume timbunan, γ_s	= 18,5kN/m ³

$$K_{aG} = 0,623$$

$$\Delta K_{aG} = K_{aG} - K_a$$

$$\Delta K_{aG} = 0,623 - 0,333 = 0,289$$

Besarnya gaya lateral akibat tekanan tanah dinamis,

$$T_{EQ} = \frac{1}{2} \cdot H^2 \cdot s \cdot K_{aG} \cdot B_y$$

$$T_{EQ} = 1522,43 \text{ kN}$$

$$y_{EQ} = 6,333 \text{ m}$$

$$M_{EQ} = 9642,03 \text{ kNm}$$

k. Kombinasi Beban Kerja

Beban-beban yang telah didapatkan diatas selanjutnya perlu dikombinasikan untuk menghasilkan nilai-nilai beban yang sesuai dengan kondisi kenyataan. Sementara itu, kombinasi beban-beban itu sendiri dapat dilihat pada **Tabel 6.5**.

Tabel 6.5 Kombinasi Pembebanan Bangunan Bawah Jembatan

Aksi	Kombinasi No.						
	1	2	3	4	5	6	7
Aksi tetap (beban mati, M_{ti} + beban tanah, Tan)	x	x	x	x	x	x	x
Beban lalu lintas (beban hidup, Hdp)	x	x	x	x			x
Pengaruh temperature (Tmp)		x		x			
Arus/hanyutan/hidro/daya apung (Hdr)	x	x	x	x	x		
Beban angin (Ang)			x	x			
Pengaruh gempa (Gmp)					x		
Beban tumbukan (Tmb)							x
Beban selama pelaksanaan (Plk)						x	
Tegangan berlebihan yang diperbolehkan	0%	25%	25%	40%	50%	30%	50%
Kenaikan daya dukung ijin yang dibolehkan	100%	125%	125%	140%	150%	130%	150%

Hasil perhitungan kombinasi pembebanan dapat dilihat pada tabel berikut.

Tabel 6.6 Hasil Perhitungan Kombinasi Pembebanan Abutment A-1

1	jenis beban (aksi)	Gaya (kN)			momen-x	momen-y
		Hx	Hy	V	(kN-m)	(kN-m)
	Aksi Tetap					
	Beban Struktur Atas	0,00	0	437	0,000	0
	Beban Struktur Bawah	0	0	3435,50875	0	-3614,742604
	Beban Oprit	2377,445632	0	0,00	0	7913,179512
	Beban Hidup					
	Beban Struktur Atas	68,03	0	1361	0,000	438,77415
	Beban Struktur Bawah	0	0	0	0	0
	Beban Oprit	0	0	0,00	0	0
	TOTAL	2445,47	0,00	5233,23	0,00	4737,21

2	jenis beban (aksi)	Gaya (kN)			momen-x	momen-y
		Hx	Hy	V	(kN-m)	(kN-m)
	Aksi Tetap					
	Beban Struktur Atas	0,00	0,00	437,18	0,00	0,00
	Beban Struktur Bawah	0,00	0,00	3435,51	0,00	-3614,74
	Beban Oprit	2377,45	0,00	0,00	0,00	7913,18
	Beban Hidup					
	Beban Struktur Atas	68,03	0,00	1360,54	0,00	438,77
	Beban Struktur Bawah	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	Beban Oprit	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	Temperatur					
	Beban Struktur Atas	3969,00	0	0	0,000	18257,4
	Beban Struktur Bawah	0	0	0	0	0
	Beban Oprit	0	0	0,00	0	0
	TOTAL	6414,47	0,00	5233,23	0,00	22994,61

3	jenis beban (aksi)	Gaya (kN)			momen-x	momen-y
		Hx	Hy	V	(kN-m)	(kN-m)
	Aksi Tetap					
	Beban Struktur Atas	0,00	0,00	437,18	0,00	0,00
	Beban Struktur Bawah	0,00	0,00	3435,51	0,00	-3614,74
	Beban Oprit	2377,45	0,00	0,00	0,00	7913,18
	Beban Hidup					
	Beban Struktur Atas	68,03	0,00	1360,54	0,00	438,77
	Beban Struktur Bawah	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	Beban Oprit	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	Angin					
	Beban Struktur Atas	0	109,97	0	797,314219	0
	Beban Struktur Bawah	0	0	0	0	0
	Beban Oprit	0	0	0,00	0	0
	TOTAL	2445,47	109,97	5233,23	797,31	4737,21

4	jenis beban (aksi)	Gaya (kN)			momen-x	momen-y
		Hx	Hy	V	(kN-m)	(kN-m)
	Aksi Tetap					
	Beban Struktur Atas	0,00	0,00	437,18	0,00	0,00
	Beban Struktur Bawah	0,00	0,00	3435,51	0,00	-3614,74
	Beban Oprit	2377,45	0,00	0,00	0,00	7913,18
	Beban Hidup					
	Beban Struktur Atas	68,03	0,00	1360,54	0,00	438,77
	Beban Struktur Bawah	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	Beban Oprit	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	Temperatur					
	Beban Struktur Atas	3969,00	0,00	0,00	0,00	18257,40
	Beban Struktur Bawah	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	Beban Oprit	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	Angin					
	Beban Struktur Atas	0	109,97	0,00	797,31	0
	Beban Struktur Bawah	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	Beban Oprit	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	TOTAL	6414,47	109,97	5233,23	797,31	22994,61

5(x)	jenis beban (aksi)	Gaya (kN)			momen-x (kN-m)	momen-y (kN-m)
		Hx	Hy	V		
	Aksi Tetap					
	Beban Struktur Atas	0,00	0,00	437,18	0,00	0,00
	Beban Struktur Bawah	0,00	0,00	3435,51	0,00	-3614,74
	Beban Oprit	2377,45	0,00	0,00	0,00	7913,18
Beban Gempa (x)						
	Beban Struktur Atas	67,87	0	0	0,000	312,196
	Beban Struktur Bawah	533,33	0	0	0	1704,105
	Beban Oprit	1521,72	0	0,00	0	9637,55
	TOTAL	4500,37	0,00	3872,69	0,00	15952,29

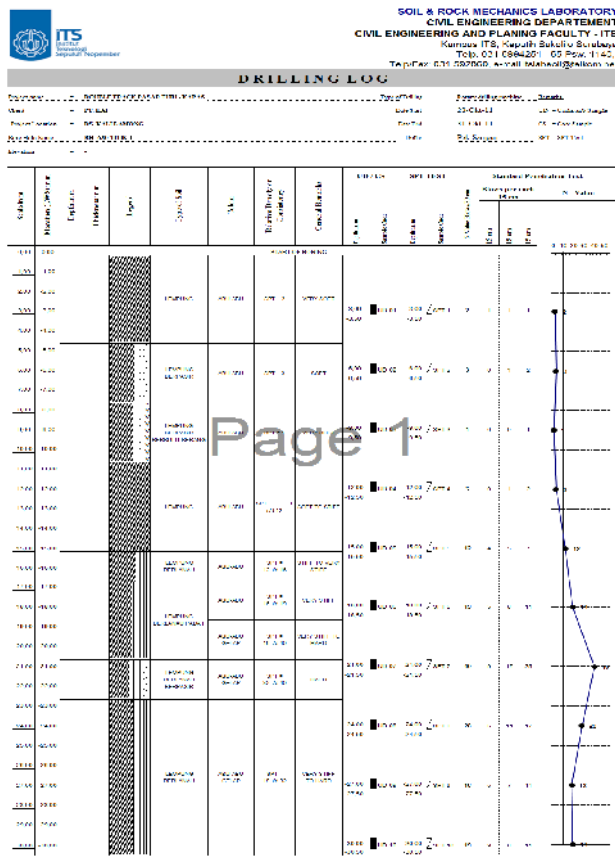
5 (y)	jenis beban (aksi)	Gaya (kN)			momen-x	momen-y
		Hx	Hy	V	(kN-m)	(kN-m)
	Aksi Tetap					
	Beban Struktur Atas	0,00	0,00	437,18	0,00	0,00
	Beban Struktur Bawah	0,00	0,00	3435,51	0,00	-3614,74
	Beban Oprit	2377,45	0,00	0,00	0,00	7913,18
	Beban Gempa (y)					
	Beban Struktur Atas	0,00	32,84	0	151,064	0,000
	Beban Struktur Bawah	0	258,07	0	824,575	0,000
	Beban Oprit	0	0	0,00	0	0
	TOTAL	2377,45	290,91	3872,69	975,64	4298,44

Kombinasi no.	Gaya (kN)			momen-x (kN-m)	momen-y (kN-m)
	Hx	Hy	V		
1	2445,47	0,00	5233,23	0,00	4737,21
2	6414,47	0,00	5233,23	0,00	22994,61
3	2445,47	109,97	5233,23	797,31	4737,21
4	6414,47	109,97	5233,23	797,31	22994,61
5(x)	4500,37	0,00	3872,69	0,00	15952,29
5(y)	2377,45	290,91	3872,69	975,64	4298,44

6.5 Perencanaan Tiang Pancang

Setelah menghitung kombinasi pembebanan, tahap selanjutnya ialah merencanakan tiang pancang yang tepat dari segi jumlah maupun ukuran. Dalam perencanaan tiang pancang ini menggunakan tiang pancang berbentuk lingkaran berongga dengan diameter luar masing-masing sebesar 50 dan 60 cm, berikut tabel data hasil bore log BH-630 titik 1, dan daya dukung pondasi tiang pancang.

Tabel 6.7 Data hasil bore log BH-630 titik 1



Tabel 6.8 Daya Dukung Pondasi Tiang Pancang BH-1

Kedalaman (m)	Ukuran Tiang Pancang															
	$\phi 30$		30x30		$\phi 40$		40x40		$\phi 50$		50x50		$\phi 60$		60x60	
	Qult	Qijin	Qult	Qijin	Qult	Qijin	Qult	Qijin	Qult	Qijin	Qult	Qijin	Qult	Qijin	Qult	Qijin
1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
3	5,81	1,94	7,40	2,47	11,24	3,75	14,31	4,77	16,91	5,64	21,52	7,16	26,60	8,87	33,87	11,29
4	7,97	2,66	10,15	3,38	14,20	4,73	18,08	6,03	21,01	7,00	26,74	8,91	31,51	10,50	40,12	13,37
5	11,33	3,78	14,42	4,81	19,12	6,37	24,35	8,12	25,10	8,37	31,96	10,65	36,46	12,15	46,43	15,48
6	14,16	4,72	18,03	6,01	23,23	7,74	29,58	0,86	31,91	10,64	40,63	13,54	41,39	13,80	52,70	17,57
7	16,81	5,60	21,41	7,14	27,03	9,01	34,42	11,47	37,55	12,52	47,81	15,94	48,76	16,25	62,08	20,69
8	19,25	6,42	24,51	8,17	29,82	9,94	37,97	12,68	41,82	13,94	53,25	17,75	53,86	17,95	68,58	22,66
9	21,13	7,04	26,90	8,97	31,84	10,61	40,53	13,51	44,79	14,93	57,03	19,01	57,61	19,20	73,36	24,45
10	22,21	7,40	28,28	9,43	32,78	10,93	41,74	13,91	16,16	15,39	58,77	19,59	61,02	20,34	77,70	25,90
11	22,61	7,54	28,78	9,59	33,94	11,31	43,21	14,40	47,79	15,93	60,85	20,28	64,50	21,50	82,13	27,38
12	23,17	7,72	29,50	9,83	35,40	11,80	45,08	15,03	49,83	16,61	63,45	21,15	68,31	22,77	86,96	28,99
13	24,60	8,20	31,32	10,44	38,07	12,69	48,47	16,16	53,40	17,80	67,99	22,66	72,61	24,20	92,44	30,61
14	27,36	9,12	34,83	11,61	41,82	13,94	53,25	17,75	57,44	19,15	73,14	24,38	77,46	25,62	96,63	32,88
15	30,84	10,28	39,26	13,09	46,57	15,52	59,29	19,76	62,86	20,95	80,04	26,68	82,89	27,63	105,53	35,18
16	34,52	11,51	43,96	14,65	51,63	17,21	65,74	21,91	68,80	22,93	87,59	29,20	101,04	33,68	125,65	42,88
17	37,62	12,54	47,89	15,96	63,87	21,29	81,32	27,11	85,93	28,64	109,41	36,47	131,45	43,62	167,37	55,79
18	45,53	15,18	57,97	19,32	82,98	27,66	105,66	35,22	112,33	37,44	143,02	47,67	173,63	57,88	221,07	73,69
19	62,63	20,88	79,74	26,58	114,80	38,27	146,16	48,72	155,15	51,72	197,55	65,85	220,86	73,62	281,21	93,74
20	89,15	29,72	113,51	37,84	150,60	50,20	191,75	63,92	201,70	67,23	256,82	85,61	272,68	90,96	347,45	115,82

Kedalaman (m)	Ukuran Tiang Pancang															
	φ30		30x30		φ40		40x40		φ50		50x50		φ60		60x60	
	Qult	Qijin	Qult	Qijin	Qult	Qijin	Qult	Qijin	Qult	Qijin	Qult	Qijin	Qult	Qijin	Qult	Qijin
21	118,66	39,55	151,08	50,36	190,28	63,42	242,25	80,75	252,93	84,31	322,03	107,34	329,55	109,65	419,59	139,66
22	145,05	48,65	185,83	61,94	226,84	75,61	288,83	96,28	300,15	100,05	382,16	127,39	387,15	129,05	492,94	164,31
23	165,65	55,22	210,92	70,31	258,05	85,35	326,01	108,67	348,38	116,13	443,58	147,86	445,65	148,55	567,41	189,14
24	180,49	60,16	229,80	76,60	278,11	92,70	354,10	118,03	386,81	126,94	492,51	164,17	505,00	168,33	642,99	214,33
25	192,65	64,22	245,29	81,76	295,99	98,66	376,86	125,62	419,18	139,73	533,72	177,91	552,01	184,00	702,64	234,28
26	208,36	69,45	265,29	88,43	315,42	105,14	401,60	133,87	441,01	147,00	561,51	187,17	587,05	195,68	747,46	249,15
27	225,15	75,05	286,67	95,56	336,35	112,12	428,26	142,75	464,80	154,93	591,81	197,27	610,52	203,51	777,33	259,11
28	241,02	80,34	306,88	102,29	356,13	118,71	453,43	151,14	487,23	162,41	620,36	208,79	637,63	212,54	811,86	270,62
29	253,54	84,51	322,82	107,61	375,31	125,10	477,86	159,29	513,66	171,22	654,01	218,00	665,90	221,97	847,85	282,62
30	265,52	88,52	338,12	112,71	391,12	130,37	497,99	166,00	536,63	178,84	683,14	227,71	696,77	232,26	887,16	295,72

Keterangan :

Qult = Daya dukung ultimate untuk satu tiang (ton)

Qijin = Daya dukung ijin untuk satu tiang (ton)

= Diameter tiang

nxn = Penampang Persegi

SF = 3

a. Menentukan Kombinasi Tiang

Penentuan jumlah dan jarak antar tiang dibatasi oleh ketentuan berikut;

- Jarak tiang terluar keujung *pilecap* sebesar d
- Jarak antar tiang minimal $2,5d$ ^{s/d} $3d$

Hasil perhitungan kombinasi tiang beserta jarak antar tiang sepanjang sumbu-x dan sumbu-y dapat dilihat pada tabel berikut.

Tabel 6.9 Hasil Perhitungan Kombinasi Tiang Pancang D50, D60 pada Abutment A-1

DIAMETER (m)	Jarak Pancang ke Tepi	Kebutuhan dalam b	Kebutuhan dalam l	TOTAL	Jarak (m)	
					B	l
0,6	0,6	3	4	12	1,65	1,8
0,5	0,5	3	5	15	1,8	1,4

b. Mencari Pmax Tiang

Setelah menemukan kombinasi tiang pancang untuk tiap-tiap diameter tiang yang direncanakan, barulah dapat dihitung kuat maksimum (P_{max}) untuk satu tiang pancang. Hasil perhitungan P_{max} tiang pancang untuk diameter 50, 60 cm. Persamaan yang digunakan adalah;

$$P_{max} = \frac{\sum V}{n} + \frac{My \cdot x1}{\sum xi^2} + \frac{Mx \cdot y1}{\sum yi^2}$$

dimana:

- $x1/y1$ = jarak terjauh *pile* sepanjang sumbu. x/y
 xi^2/ yi^2 = jarak *pile* dikalikan jumlah pada jarak tersebut

Maka didapatkan hasil perhitungan untuk P_{max} untuk satu tiang pada tiap-tiap ukuran tiang pancang yang dapat dilihat pada tabel berikut.

Tabel 6.10 Hasil Perhitungan Pmax Tiang Pancang Pada Abutment A-1, D50 dan D60

KOMBINASI (D60)	V/n	My	Mx	x1	xi^2	my.xi/ xi^2	y1	yi^2	mx.yi/ yi^2	Pi	Pi	Pi	
	(kN)	(kN.m)	(kN.m)	(m)	(m2)	(kN)	(m)	(m2)	(kN)	(kN)	(ton)	(ton)	
I	436,10	4737,21	0,00	1,65	21,78	358,88	1,77	23,41	0,00	794,98	79,50	1,00	79,50
II	436,10	22994,61	0,00	1,65	21,78	1742,02	1,77	23,41	0,00	2178,12	217,81	1,25	174,25
III	436,10	4737,21	797,31	1,65	21,78	358,88	1,77	23,41	60,17	855,16	85,52	1,25	68,41
IV	436,10	22994,61	797,31	1,65	21,78	1742,02	1,77	23,41	60,17	2238,29	223,83	1,40	159,88
V(x)	322,72	15952,29	0,00	1,65	21,78	1208,51	1,77	23,41	0,00	1531,23	153,12	1,50	102,08
V(y)	322,72	4298,44	975,64	1,65	21,78	325,64	1,77	23,41	73,63	722,00	72,20	1,50	48,13

KOMBINASI (D50)	V/n	My	Mx	x1	xi^2	my.xi/ xi^2	y1	yi^2	mx.yi/ yi^2	Pi	Pi	Pi	
	(kN)	(kN.m)	(kN.m)	(m)	(m2)	(kN)	(m)	(m2)	(kN)	(kN)	(ton)		(ton)
I	348,88	4737,21	0,00	1,75	30,63	270,70	2,75	56,72	0,00	619,58	61,96	1,00	61,96
II	348,88	22994,61	0,00	1,75	30,63	1313,98	2,75	56,72	0,00	1662,86	166,29	1,25	133,03
III	348,88	4737,21	797,31	1,75	30,63	270,70	2,75	56,72	38,66	658,24	65,82	1,25	52,66
IV	348,88	22994,61	797,31	1,75	30,63	1313,98	2,75	56,72	38,66	1701,52	170,15	1,40	121,54
V(x)	258,18	15952,29	0,00	1,75	30,63	911,56	2,75	56,72	0,00	1169,74	116,97	1,50	77,98
V(y)	258,18	4298,44	975,64	1,75	30,63	245,62	2,75	56,72	47,30	551,11	55,11	1,50	36,74

Kombinasi	P maksimum (ton)	
	D60	D50
I	79,498	61,958
II	174,249	133,029
III	68,413	52,659
IV	159,878	121,537
V(x)	102,082	77,983
V(y)	48,133	36,741

c. Kontrol Daya Dukung Tiang

Perhitungan daya dukung tanah menggunakan metode Meyerhoff dan Bazarra menghasilkan grafik hubungan antar kedalaman tiang dan daya dukung tanah. Melalui grafik tersebut dapat ditentukan kedalaman tiang pancang dengan syarat: $P_{\max} < (P_{ijin} \times Ef)$ dimana:

Ef = efisiensi tiang berdasarkan rumusan Seiler-Keeney

$$Ef = \left[1 - \frac{36S}{(75s^2 - 7)} \times \left(\frac{m + n - 2}{m + n - 1} \right) \right] + \frac{0,3}{m + n}$$

dimana: S = jarak antar tiang
m = jumlah baris tiang
n = jumlah kolom tiang

- Kontrol Pmax 1 tiang D60

$$\begin{array}{rcl} \text{Pmax 1 tiang D60} & < & \text{Pijin tanah} \times Ef \\ 174,249 & < & 221,97 \times 0,809 \\ 174,249 & < & 179,68 \text{ (OK)} \end{array}$$

- Kontrol Pmax 1 tiang D50

$$\begin{array}{rcl} \text{Pmax 1 tiang D50} & < & \text{Pijin tanah} \times Ef \\ 133,029 & < & 171,22 \times 0,798 \\ 133,029 & < & 136,64 \text{ (OK)} \end{array}$$

Hasil perhitungan kontrol daya dukung tiang pancang beserta kedalaman yang dibutuhkan untuk tiap-tiap ukuran tiang pancang pada masing-abutment dapat dilihat pada **Tabel 6.10**.

Tabel 6.11 Hasil Perhitungan Kedalaman Tiang Pancang Rencana untuk Abutment A-1

Diameter (m)	Kedalaman (m)
0,5	29
0,6	29

d. Kontrol Tiang Pancang

Kontrol tiang berfungsi untuk memastikan tiang pancang yang sdah direncanakan tidak mengalami geser lateral dan tidak mengalami *crack* akibat momen. Tahapan yang dilakukan dalam proses kontrol tiang pancang dapat dilihat pada perhitungan dibawah ini. Perhitungan berikut merupakan kontrol lateral untuk diameter 60 cm.

- Mencari Harga f
 Harga f didapatkan melalui grafik dari NAVFAC DM-7. Sebelumnya, perlu ditemukan nilai geser undrained (C_u).
 $N_{SPT} = 1 \rightarrow C_u = 0,5 \text{ KPa}$ (Korelasi N_{SPT})
 $Q = 2 \times C_u = 1 \text{ Kpa} = 0,01 \text{ kg/cm}^2 = 0,0102 \text{ ton/ft}^2$
 dari grafik NAVFAC didapatkan nilai $f = 3 \text{ ton/ft}^2$
 $f = 3 \times 0,032 = 0,096 \text{ kg/cm}^3$
- Mencari Nilai T
 $T = (EI/f)$
 Maka, $T = 512,102 \text{ cm} = 5,121 \text{ m}$
- Mencari F dan F_M
 Untuk mencari nilai F dan F_M juga digunakan kurva NAVFAC. Namun sebelumnya harus ditentukan nilai L/T dan nilai z ditetapkan pada kedalaman 0 m ($z = 0$). Dimana L = panjang tiang pancang yang digunakan.
 $L/T = 29/5,121 = 5,66$
 dari kurva NAVFAC didapatkan;

$F = 0,8$ dan $F_M = 0,76$

- Perhitungan Geser Lateral

Geser lateral dihitung dengan menggunakan persamaan

$$\delta = F_{\delta} \left(\frac{PT^3}{EI} \right)$$

Dimana : $P = H_{\max}/n$
 H_{\max} = gaya horizontal maksimum
 n = jumlah tiang pancang
 δ 1 inch (2,54 cm)

Didapatkan $\delta = 1,13 \text{ cm} < 2,54 \text{ cm}$ (OK)

Maka tiang pancang rencana aman dari geser lateral

- Perhitungan Momen Maksimum

Geser lateral dihitung dengan menggunakan persamaan

$$M_{p\max} = F_m \cdot P \cdot T$$

Dimana : $P = H_{\max}/n$
 H_{\max} = gaya horizontal maksimum
 n = jumlah tiang pancang
 $M_{p\max} < \text{Momen crack bahan}$

Didapatkan $M_{p\max} = 18,94 \text{ ton.m} < M_{\text{crack}}$

Maka tiang pancang rencana aman dari retak akibat momen

Hasil kontrol ntuk diameter lainnya pada abutment A-1 dapat dilihat pada tabel berikut.

Tabel 6.12 Hasil Perhitungan Kontrol Tiang Pancang Rencana pada Abutment A-1

Diameter Pancang (cm)	Kontrol Lateral		Kontrol Momen <i>crack</i>	
	Geser Lateral (cm)	Keterangan	$M_{p\max}$ (ton.m)	Keterangan
60	1,13	OK	18,94	OK
50	1,44	OK	23,687	OK

6.6 Penentuan Tiang Pancang yang Digunakan

Berdasarkan jumlah perkuatan yang digunakan seperti pada **Sub-Bab 6.1.4**, maka didapat hasil biaya yang dibutuhkan untuk masing-masing diameter tiang, yang ditampilkan pada **Tabel 6.12**.

Tabel 6.13 Harga Masing-Masing Tiang Pancang yang Dipakai

Diameter (m)	Kedalaman (m)	Jumlah (buah)	Harga (Rp.)
0,5	29	15	Rp 165.000.000,00
0,6	29	12	Rp 171.560.000,00

Penentuan tiang pancang yang dipakai ditentukan berdasarkan biaya dan efisiensi. Oleh karena itu, untuk abutment A-1 digunakan tiang pancang dengan diameter 0,5 cm.

6.7 Perhitungan Penulangan Abutment

- **Breast Wall**

Direncanakan dimensi abutmen dengan diameter tulangan vertikal adalah 25 mm, dan diameter tulangan horizontal adalah 22 mm. Kekuatan leleh tulangan (f_y) adalah 290 MPa, dan kekuatan tekan beton (f'_c) adalah K-300. Tebal selimut beton adalah 7,5 cm. Berikut ini adalah beban ultimate yang terjadi pada breast wall;

- Berat sendiri

Tabel 6.14 Berat sendiri

Kode.	b	H	Shape	Berat (kN)
II	1	4	1	604,8
V	1,3	1,5	0,5	147,42
VI	1,3	1,4	1	275,184
VII	0,6	1	1	90,72
Struktur Atas				437,18
Pms				1555,304

- Tekanan tanah

Tabel 6.14 Tekanan tanah

Jenis Beban	Tta (kN)	Lengan (m)	Mta (kNm)
T1	84	2	168
T2	310,8	1,3333333	414,4
Hta=	394,8	Mta=	582,4

- Beban gempa
Kh = 0,155241846

Tabel 6.15 Beban gempa

Kode	Berat (kN)	Teq (kN)	Lengan(m)	Momen (kNm)
Struktur Atas	437,18	67,86863	4	271,4745206
II	604,8	93,890268	2	187,7805367
V	147,42	22,885753	3,75	85,82157342
VI	275,184	42,720072	4,95	211,4643569
VII	90,72	14,08354	5,9	83,0928875
	Peq=	241,44826	Meq=	839,6338752

- Tekanan Tanah Dinamis

$$TEQ = \frac{1}{2} \cdot H^2 \cdot w_s \cdot K_a G \cdot B_y$$

$$H = 4 \text{ m}$$

$$L = 6,3 \text{ m}$$

$$K_h = 0,155241846$$

$$= 0,261799388 \text{ rad}$$

$$K_a = 0,333333333$$

$$W_s = 18,5$$

$$= 0,154012463$$

$$K_a G = 0,866754911$$

$$k_a G = 0,533421577$$

$$Teq = 497,3622786 \text{ kN}$$

$$Y = 2,666666667 \text{ m}$$

$$Meq = 1326,29941 \text{ kNm}$$

- Rekap Beban Ultimate

Tabel 6.16 Rekap Beban Ultimate

Beban	Ku	H (kN)	M (kNm)
Tek. Tanah	1,25	493,5	728
Beban Gempa	1	241,44826	839,63388
Tek Tanah Dinamis	1	497,36228	1326,2994
Total		1232,3105	2893,9333

- Penulangan

$$\rho_b = \frac{0.85 \cdot \beta_1 \cdot f_c}{f_y} \cdot \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) = 0,05$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \times \rho_b = 0,038$$

$$\rho_{\min} = 1,4/f_y = 0,0048$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{0.85 \cdot f_c}{f_y} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{0.85 \cdot f_c}} \right) = 0,00253$$

$$\rho_{\text{perlu}} < \rho_{\min} \text{ maka digunakan } \rho_{\min} = 0,004828$$

$$A_s \text{ perlu} = \rho_b \cdot b \cdot d_x = 27083,48276 \text{ mm}^2$$

$$\text{Digunakan tulangan D25-120 (} A_s = 58904 \text{ mm}^2 \text{)}$$

$$\text{Untuk tulangan bagi dipakai 25\% } A_s = 5416,69 \text{ mm}^2$$

$$\text{Digunakan tulangan D22-40 (} A_s = 11403,98 \text{ mm}^2 \text{)}$$

- **BackWall**

Direncanakan dimensi abutmen dengan diameter tulangan vertikal adalah 16 mm, dan diameter tulangan horizontal adalah 13 mm. Kekuatan leleh tulangan (f_y) adalah 290 MPa, dan kekuatan tekan beton (f'_c) adalah K-300. Tebal selimut beton adalah 5 cm. Berikut ini adalah beban ultimate yang terjadi pada breast wall;

1. Tekanan Tanah
 $H = 386,4 \text{ kN}$
 $M = 357,12 \text{ kNm}$
2. Beban Gempa
 $H = 143,12 \text{ kN}$
 $M = 142,77 \text{ kNm}$
3. Tekanan Tanah Dinamis
 $H = 377,04 \text{ kN}$
 $M = 603,26 \text{ kNm}$

Didapatkan momen ultimate, $M_u = 1103,152 \text{ kNm}$
 $d = 550 \text{ mm} \rightarrow dx = d - 0,5 \varnothing - D = 529 \text{ mm}$

$$\rho_b = \frac{0.85 \cdot \beta_1 \cdot f_c}{f_y} \cdot \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) = 0,05$$

$$\rho_{b \text{ max}} = 0,75 \times \rho_b = 0,038$$

$$\rho_{b \text{ min}} = 1,4/f_y = 0,0048$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{0.85 \cdot f_c}{f_y} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{0.85 \cdot f_c}} \right) = 0,00143$$

$\rho_{\text{perlu}} < \rho_{b \text{ min}}$ maka digunakan $\rho_{b \text{ min}}$

$$A_s \text{ perlu} = \rho_{b \text{ min}} \cdot b \cdot dx = 30645,52 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan D16-75 ($A_s = 30762 \text{ mm}^2$)

Untuk tulangan bagi dipakai 20% $A_s = 6129,10 \text{ mm}^2$

Digunakan tulangan D13-50 ($A_s = 6371,15 \text{ mm}^2$)

• *Pilecap*

Direncanakan dimensi abutmen dengan diameter tulangan vertikal adalah 22 mm, dan diameter tulangan horizontal adalah 16 mm. Kekuatan leleh tulangan (f_y) adalah 290 MPa, dan kekuatan tekan beton (f'_c) adalah K-300. Tebal selimut beton adalah 7,5 cm. Berikut ini adalah beban ultimate yang terjadi pada breast wall;

1. Akibat Berat Pilecap
 $W_s = 62130 \text{ kg}$
 $M_s = 71113,54 \text{ kgm}$
2. Akibat Pmax Tiang Pancang
 $W_p = 41522,1 \text{ kg}$
 $M_p = 689766,7 \text{ kgm}$

Didapatkan momen ultimate, $M_u/L = 67020,76 \text{ kgm}$
 $d = 550 \text{ mm} \rightarrow dx = d - 0,5 \text{ Ø} - D = 512,5 \text{ mm}$

$$\rho_b = \frac{0.85 \cdot \beta_1 \cdot f_c}{f_y} \cdot \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) = 0,05$$

$$\rho_{\text{max}} = 0,75 \times \rho_b = 0,038$$

$$\rho_{\text{min}} = 1,4/f_y = 0,0048$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{0.85 \cdot f_c}{f_y} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{0.85 \cdot f_c}} \right) = 0,001$$

$\rho_{\text{perlu}} < \rho_{\text{min}}$ maka digunakan ρ_{min}

$$A_s \text{ perlu} = \rho_{\text{min}} \cdot b \cdot dx = 29689,66 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan D22-150 ($A_s = 30246,54 \text{ mm}^2$)

Untuk tulangan bagi dipakai 20% $A_s = 5937,93 \text{ mm}^2$

Digunakan tulangan D16-400 ($A_s = 6124,79 \text{ mm}^2$)

(Halaman ini sengaja dikosongkan)

BAB VII

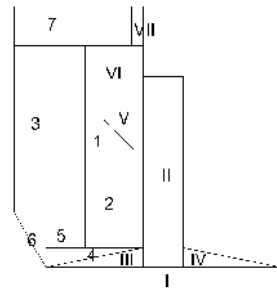
KESIMPULAN

7.1 Kesimpulan

Dalam perencanaan Tugas Akhir ini dapat diperoleh kesimpulan yaitu:

1. Tinggi awal timbunan ($H_{initial}$) yang harus diletakkan sebelum pemampatan terjadi adalah 4,3m.
2. Total *Settlement* (S_c) yang harus dihilangkan adalah sebesar 1,755 m. Untuk menghilangkan 90% dari total *settlement* ($U\% = 90\%$) diperlukan waktu 12 minggu. Metode perbaikan tanah yang digunakan untuk mempercepat pemampatan adalah dengan cara pola pemasangan PVD segi tiga, jarak pemasangan 1 m.
3. Dimensi abutment

Bidang	b	h	l
	(m)	(m)	(m)
I	4,0	0,6	6,5
II	1	4	6,3
III	2,5	0,5	6,3
IV	2,5	0,5	6,3
V	1,3	1,5	6,3
VI	1,3	1,4	6,3
VII	0,6	1	6,3



4. Dari perhitungan daya dukung tanah dengan metode Luciano de Court didapat kedalaman tiang untuk menahan beban yang ada sedalam 29 m dengan memakai tiang pancang berdiameter 50 cm sebanyak 15 tiang pancang.

(Halaman ini sengaja dikosongkan)

DAFTAR PUSTAKA

- Wahyudi, Herman (1999). **“Daya Dukung Pondasi Dalam”**. Surabaya. Jurusan Teknik Sipil FTSP ITS.
- Mochtar, Indrasurya B. (2000). **“Teknologi Perbaikan Tanah dan Alternatif Perencanaan paada Tanah Bermasalah (Problematic Soil)”**. Surabaya. Jurusan Teknik Sipil FTSP ITS.
- Mochtar, Noor E. dan Mochtar, Indrasurya B. (1988). **“Mekanika Tanah 1 (Prinsip-Prinsip Rekayasa Geoteknis)”**. Jakarta. Erlangga.
- Mochtar, Noor E. dan Mochtar, Indrasurya B. (1988). **“Mekanika Tanah II”**. Jakarta. Erlangga.
- Das, B.M., **Mekanika Tanah (Prinsip-Prinsip Rekayasa Geoteknis)**, jilid 1, Surabaya, 1988.
- Das, B.M., **Mekanika Tanah (Prinsip-Prinsip Rekayasa Geoteknis)**, jilid 2, Surabaya, 1993.
- Sunggono, Kh *Mekanika Tanah*, Nova, Bandung, 1984.
- Direktorat Penyelidikan Masalah Bangunan, **“Peraturan Perencanaan Masalah Bangunan Baja Indonesia (PPBBI)”**. Yayasan Lembaga Penyelidikan Masalah Bangunan, Bandung, 1983.

(Halaman ini sengaja dikosongkan)

CURICULUM VITAE

M. Denial Fahmi born in Jember, Februari 15, 1990. The author began his education in kindergarten Dharma Wanita II and SD Al-furqan until graduating in 2002. After that, the author continued his studies at the Junior High School III Jember. In 2005, the author accepted as a student at MAN I Jember until graduating in 2008. That same year the author received in S1 Civil Engineering Institute of Technology Surabaya. The author is active as a board Student Association S1 Civil Engineering Institute of Technology in 2008-2013. The author can be contacted via the email address denialfahmi@gmail.com.